

Marit Lucy Bergsland Hansen

Stabilitetsanalyse og bergsikringstiltak for produksjonstunnelen på Vassfjell Pukkverk

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Charlie Chunlin Li

Juni 2020



Franzefoss Pukk AS

Marit Lucy Bergsland Hansen

Stabilitetsanalyse og bergsikringstiltak for produksjonstunnelen på Vassfjell Pukkverk

Masteroppgave i Tekniske geofag
Veileder: Charlie Chunlin Li
Juni 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum



Kunnskap for en bedre verden

MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

Kandidatens navn: Marit Lucy Bergsland Hansen

Oppgavens tittel: STABILITETSANALYSE OG BERGSIKRINGSTILTAK FOR
PRODUKSJONSTUNNELEN PÅ VASSFJELL PUKKVERK

English title: STABILITY ANALYSIS AND RECOMMENDED ROCK SUPPORT
FOR THE PRODUCTION TUNNEL AT VASSFJELL PUKKVERK

Utfyllende tekst: På Vassfjell Pukkverk befinner det seg en produksjonstunnel som transporterer knust materiale fra et dagbrudd og ut på et sikteanlegg. Tunnelen er lokalisert under selve dagbruddet, og overdekningen vil reduseres ved videre uttak i fremtiden. Dette kan føre til endringer i stabilitet.

Masteroppgaven vil være en videreføring av en prosjektoppgave utført av samme student, høsten 2019. Prosjektoppgaven bestod i hovedsak av å utføre en bergmasseklassifisering av bergmassen rundt tunnelen.

Denne masteroppgaven vil ta for seg en analyse av hvordan stabiliteten til tunnelen er i dag, og hvordan stabiliteten vil bli påvirket av redusert overdekning i fremtiden. Analysen vil utføres ved bruk av programvaren RS2, og erfaringer fra felt. Inngangsparametere vil være basert på funn i prosjektoppgaven. Analysen vil fokusere på endring i topografi og spenningsforhold i bergmassen, og mulige stabilitetsproblemer som kan oppstå. Sikringstiltak for fremtidige forhold i tunnelen vil anbefales etter utført analyse. Det vil tas høyde for usikkerhet i inngangsparametere og oppbygging av modeller i programvaren.

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Franzefoss Pukk AS, med Vegard Olsen som medveileder.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk

Tidsrom: 15.01.2020 - 10.06.2020



Charlie Chunlin Li, Professor/hovedveileder

Sammendrag

I nærmere 50 år har Franzefoss Pukk AS driftet et dagbrudd og pukkverk på Vassfjell i Trøndelag. Spenningsforholdene i bergmassen endrer seg i takt med uttak av bergmasser, som kan påvirke stabiliteten til en produksjonstunnel under selve dagbruddet. I denne masteroppgaven ble det utført en stabilitetsanalyse i programvaren RS2. Analysen ble utført på to ulike tverrsnitt av tunnelen med dagens- og mulig fremtidig overdekning. Ulike bergsikringssystem ble også testet.

Innledningsvis vil et sammendrag av relevant teori bli presentert. Teoridelen omfatter en kort introduksjon av ulike numeriske metoder, deriblant Finite Element Method (FEM). Forhold og problemer knyttet til stabilitet, samt ulike typer bergsikring, vil også bli presentert.

Ved dagens overdekning ble spenningsforholdene vurdert som lave både horisontalt og vertikalt rundt tunnelen. Modellen viste små, avgrensede kiler i tunnelkonturen fra gunstig orienterte sprekkesett langs konturen. Kil-utfall ble også detektert i heng ved befaring. Konvergens i tunnelåpningen var på millimeternivå og ved befaring var det ingen antydning til flere stabilitetsproblemer, verken i bergmassen eller i bolter.

Ved stegvis reduksjon av overdekningen på 15 m i modellen, ble spenningsforholdene redusert, og små kil-utfall oppstod fra tunnelkonturen. Konvergens var fortsatt på millimeternivå og sannsynligheten for stor-skala stabilitetsproblemer ble vurdert som lav for fremtiden.

Anbefalt sikring i tunnelen for fremtidig stabilitet ble vurdert til: systematisk bolting i heng med 3 m lange innstøpte kamstålbolter med 2 m avstand. 6 cm fiberarmert sprøytebetong bør påføres tunnelkonturen for å hindre små utfall i fremtiden. Det anbefales å overvåke deformasjon i bergmassen ved å utføre konvergensmålinger i tunnelen ved redusert overdekning. Hvis horisontal konvergens øker i fremtiden anbefales lik systematisk bolting i veggene, som i heng.

Abstract

For over 50 years, Franzefoss Pukk has operated a quarry at Vassfjell in Trøndelag. The stresses in the rock mass will change when rock mass is blasted out in the quarry. These changes can reduce the stability of a production tunnel located underneath the quarry. In this master thesis, a stability analysis was performed using the software RS2. The analysis were performed on two cross sections of the tunnel with today's and possible future overburden. New rock support systems were also tested.

Initially, relevant theory will be presented. The theory chapter will include a short introduction of different numerical methods, especially the Finite Element Method (FEM). Relevant parameters and problems due to stability in the rock mass, and different rock support, will also be presented.

Based on today's overburden the rock mass stresses were analyzed as low, both horizontally and vertically, around the tunnel opening. The model showed small wedges, formed by favorable oriented joint systems, along the tunnel contour. A wedge-fall were detected in the roof by inspection. The convergence in the tunnel opening were on a millimeter-scale, and by inspection, no further stability problems were detected in the rock mass or in the rock support.

By stepwise reduction of the overburden of 15 m in the model, the stresses reduced, and small wedges fell out from the tunnel contour. The convergence was still on a millimeter-scale, and the probability of large-scale stability problems, were low for the future.

Recommended rock support for the future stability is: systematic bolting of 3 m long rebar bolts with 2 m spacing in the roof. It is also recommended to apply a 6 cm layer of fiber reinforced shotcrete on the contour to prevent possible small fall-out in the future. The deformation in the rock mass should be monitored by performing convergence measurements if the overburden reduces in the future. If the horizontal convergence increases, systematic bolting should be installed in the walls, as in the roof.

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved Institutt for geovitenskap og petroleum og i samarbeid med Franzefoss Pukk AS. Masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven *Vurdering av bergmassekvalitet rundt en produksjonstunnel på Vassfjell Pukkverk* utarbeidet av undertegnede høsten 2019.

Jeg vil først takke for samarbeidet med Franzefoss Pukk AS og alle ansatte på Vassfjell Pukkverk. Takk for muligheten jeg fikk til å jobbe med et prosjekt som jeg har stor faglig interesse for. En spesiell takk rettes til Ola og Alf for tilrettelegging av arbeid både under sommerjobb og feltarbeid høsten 2019.

En stor takk rettes til min hovedveileder professor Charlie Chunlin Li ved NTNU og Vegard Olsen i Franzefoss Pukk AS. Takk for faglige samtaler og god veiledning underveis i arbeidet.

Jeg vil også takke de som har bistått i utførelse av ulike undersøkelser gjennom prosjekt- og masteroppgaven. Dette gjelder spesielt overingeniør Gunnar Vistnes og Jon Runar Drotninghaug ved Berglaboratoriet på NTNU for hjelp og veiledning under laboratorietester. Nghia Quoc Trinh ved SINTEF takkes for god veiledning i numerisk modellering. Svein Moldestad fra Leica Geosystem takkes for opplæring i bruk av totalstasjon, og god veiledning over telefon.

Jeg ønsker også å takke mamma og pappa for husly og eksemplarisk oppvartning under Coronatiden. Det muntret opp en ensom mastertilværelse uten lesesal med medstudenter.

Min tid på NTNU er herved over og jeg vil til slutt takke for fem fine år sammen med mine medstudenter i klassen, samt faglige utfordringer og spennende ekskursionsjoner som studiet har bydd på.

Trondheim, Juni 2020
Marit Lucy Bergsland Hansen

Innhold

1	Introduksjon	1
1.1	Formål	2
1.2	Disposisjon	3
1.3	Begrensninger	3
2	Inngangsdata samlet fra tidligere arbeid	5
2.1	Geologiske forhold	5
2.2	Viktige funn og resultater	7
3	Teori	12
3.1	Numeriske metoder	12
3.2	Finite Element Method i RS2	14
3.2.1	Oppbygging av metoden	14
3.2.2	Inngangsparametere	16
3.3	Forhold som påvirker stabilitet	25
3.3.1	Spenningsfordeling	26
3.3.2	Stabilitetsproblemer	28
3.3.3	Tidsfaktor	31
3.4	Deformasjonsmåling	32

3.5	Bergsikring	33
3.5.1	Innvendig sikring	33
3.5.2	Utvendig sikring	36
4	Stabilitetsanalyse av dagens forhold	38
4.1	Fra kart til modell	38
4.2	Inngangsparametere	43
4.3	Snitt B-B'	47
4.3.1	Analyse	48
4.4	Snitt C-C'	55
4.4.1	Analyse	56
4.5	Diskusjon	64
5	Stabilitetsanalyse av fremtidens forhold	66
5.1	Snitt B-B'	66
5.1.1	Analyse	67
5.2	Snitt C-C'	73
5.2.1	Analyse	74
5.3	Diskusjon	80
6	Vurdering av ulike sikringssystem	83
6.1	Anbefalt sikring etter Q-systemet	83
6.2	Anbefalt sikring etter RMR-systemet	84
6.3	Analyse i RS2	85
6.3.1	Snitt B-B' med sikring basert på Q-verdi	86
6.3.2	Snitt B-B' med sikring basert på RMR-verdi	89

6.3.3	Snitt C-C' med sikring basert på Q-verdi	92
6.3.4	Snitt C-C' med sikring basert på RMR-verdi	95
6.4	Diskusjon	98
7	Usikkerhetsmomenter	100
8	Konklusjon	102
9	Videre arbeid	103
	Referanser	104
	Vedlegg	106
A	Tegnforklaring til geologisk snitt på Figur 2.2	107
B	Topografisk kart over produksjonstunnel	110
C	Lengdeprofil av snitt A-A'	112
D	Omgjøringskjema mellom sant fall og tilsynelatende fall	114
E	Bergmassekvalitet og bergsikring etter Q-systemet	115
F	Bergmassekvalitet og bergsikring etter RMR-systemet	117

Forsidebilde: Vassfjell Pukkverk (Foto: Franzefoss Pukk AS)

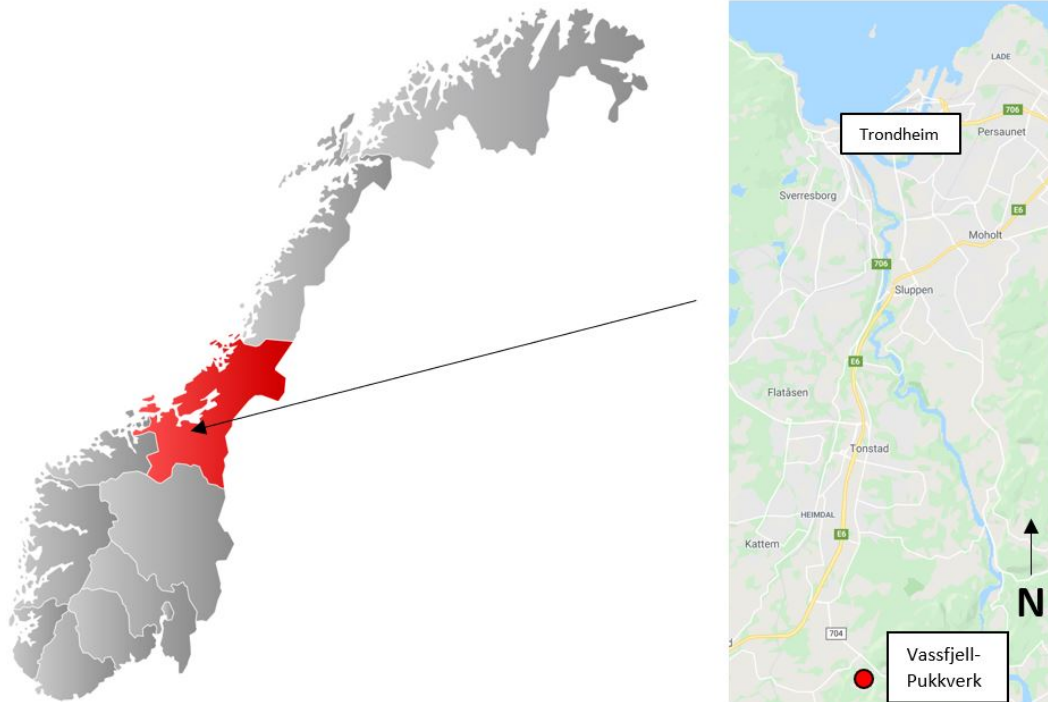
Kapittel 1

Introduksjon

Franzefoss Pukk AS er et av landets ledende selskaper innen bergverk og forvaltning av geologiske ressurser. De utvinner pukk og grus til ulike formål og kunder innen asfalt- og betongproduksjon, landbruk, bygg-og anleggsbransjen og offentlig sektor (Franzefoss, 2019).

I Trøndelag drifter Franzefoss Pukk tre store pukkverk, som utvinner pukk og grus; avdeling Lia, Vassfjell og Fossberga. Masteroppgaven tar utgangspunkt i Vassfjell Pukkverk som ligger rett sør for Trondheim, vist på Figur 1.1. I dette pukkverket utvinnes pukk og grus av bergarten gabbro gjennom pallsprengning i et dagbrudd. Massene som blir sprengt ut blir transportert og knust i en sjakt fra dagbruddet og ned til en produksjonstunnel under dagbruddet. I tunnelen blir massene fraktet ut på et transportbånd til et sikteanlegg der kunder kan hente fraksjonen de ønsker.

Produksjonstunnelen ble utgravd ved oppstart av anlegget på 1970-tallet. Tunnelen ble drevet ut tilnærmet horisontalt med boring og sprengning i retning N150°Ø. Spennvidden på åpningen er på maksimalt ca. 6,5 m, og lengden er på ca. 165 m. Det er kun åpning ved påhugget og det er ingen trafikk i tunnelen utenom ansatte på anlegget som utfører jevnlig vedlikeholdsarbeid.



Figur 1.1: Posisjon til Vassfjell Pukkverk. Fra Google (2020), modifisert av Hansen (2019).

Uttak av bergmasser i dagbruddet har ført til redusert overdekning over tunnelen. Dette har pågått siden oppstarten av dagbruddet, og vil fortsette i fremtiden så lenge uttak pågår. Endring i overdekning fører til endring i spenningsforhold, som kan ha betydning for stabiliteten til tunnelen. Dette er viktig å ta hensyn til ved videre uttak i dagbruddet i fremtiden. I den anledning ble veileder og professor, Charlie Chunlin Li, ved NTNU kontaktet av Vegard Olsen fra Franzefoss Pukk for rådgivning. Dette utviklet seg til en prosjekt- og masteroppgave som undertegnede fikk tildelt. Prosjekt- og masteroppgaven ble derfor utført som et samarbeid mellom Franzefoss Pukk og NTNU. Samarbeidet inkluderte også sommerjobb i forbindelse med prosjektoppgaven, sommeren 2019.

1.1 Formål

Masteroppgaven er utarbeidet som en videreføring av prosjektoppgaven *Vurdering av bergmassekvalitet rundt en produksjonstunnel på Vassfjell Pukkverk*, skrevet av undertegnede høsten 2019.

Formålet med prosjektoppgaven var å utføre en bergmasseklassifisering av bergmassen rundt produksjonstunnelen ved dagens forhold, per 2019. Da masteroppgaven er basert på prosjektoppgaven, og skal kunne leses uavhengig av denne, er det valgt å ta med en oppsummering av de viktigste funn og resultater i Kapittel 2.

Formålet med masteroppgaven er å vurdere stabiliteten til produksjonstunnelen ved dagens forhold,

og ved fremtidige uttak i dagbruddet. Det vil også bli gitt en anbefaling til Franzefoss Pukk om mulige sikringstiltak som bør innføres, for å opprettholde stabiliteten til tunnelen i fremtiden.

1.2 Disposisjon

Arbeidet startet sommeren 2019 med feltkartlegging i dagbruddet og befaring i produksjonstunnelen. Resultatet ble brukt som grunnlagsmateriale til prosjektoppgaven høsten 2019. Bergmassen ble klassifisert etter kvalitet og sprekkeforhold, i form av orientering, ruhet og styrke. På laboratorium ble styrke og friksjon til intakte bergartsprøver fra dagbruddet testet. Resultatet av prosjektoppgaven utgjorde den visuelle analysen av bergmassen.

I masteroppgaven vil stabiliteten til tunnelen vurderes ved bruk av numerisk analyse i tillegg til den visuelle analysen. Hensikten er å opparbeide en forståelse for spenning- og deformasjonsforholdene i bergmassen for å kunne vurdere stabiliteten. Teoridelen vil presentere ulike numeriske metoder samt hvilken metode som vil bli brukt i denne oppgaven. I tillegg vil ulike faktorer og problemer knyttet til stabilitet, samt ulike typer bergsikring, bli presentert.

Programvaren RS2 (Rock and Soil 2-dimensional analysis program), tidligere kalt *RS²* og *Phase²*, vil bli brukt til utføringen av stabilitetsanalysen (Rocscience, uåa). Analysen vil utføres på to ulike tverrsnitt av tunnelen med ulik overdekning. Parameterne funnet i prosjektoppgaven vil bli brukt som inngangsparametere. Videre vil stabiliteten vurderes for stegvis reduksjon av overdekning over tunnelen.

Basert på resultatene i stabilitetsanalysen vil det bli foretatt en vurdering av dagens sikring i tunnelen, og om sikringstiltak bør innføres for å opprettholde stabilitet i fremtiden. Til slutt vil en konklusjon av stabilitetsforholdene presenteres. Usikkerhetsmomenter knyttet til analysen og forslag til videre arbeid vil diskuteres.

1.3 Begrensninger

Stabilitetsanalysen i oppgaven ble utført kun ved bruk av programvaren RS2. Denne programvaren ble brukt i undervisning på NTNU og var et program som undertegnede hadde kunnskap om, og interesse av å bruke. Stabiliteten til produksjonstunnelen omfatter en tredimensjonal problemstilling, men slike problemstillinger er tidkrevende og omfattende å utføre numerisk (Myrvang, 2001). Da dette er en masteroppgave med begrenset tid ble det derfor valgt å kun ta i bruk RS2. Det kunne vært interessant å bruke andre numeriske programvarer for å sammenligne resultat.

Ved befaring i tunnelen ble det kartlagt flere svakhetssoner som krysser tunnellopet, og som kan

bidra til stabilitetsproblemer. Svakhetssonene ble ikke inkludert i analysen i RS2 på grunn av utfordringer knyttet til å bestemme egenskaper i form av styrke og deformasjon, samt utstrekningen av sonene mot overflaten og mot dypet.

Det ble valgt å ikke inkludere grunnvannsforhold i RS2 da feltobservasjoner tydet på lite vannforhold på overflaten i dagbruddet. I produksjonstunnelen ble det kun observert spredt drypp enkelte steder. Grunnvann i bergmassen kan bidra til destabiliserende forhold på sprekkeplan som kan legge til rette for utglidninger.

I programvaren ble flere inngangsparametere i RS2 antatt da disse parameterne ikke var mulig å få undersøkt under arbeidet. Dette gjelder blant annet spenningsforholdet i bergmassen. Bergspenningsmålinger er både kostbart og tidkrevende å utføre i felt, og en antagelse av spenningsforholdet ble derfor basert på bergmekanisk teori i samråd med veileder Li (2020). Det antas at parameterne allikevel vil kunne gi et tilfredstillende resultat for denne type analyse.

Kapittel 2

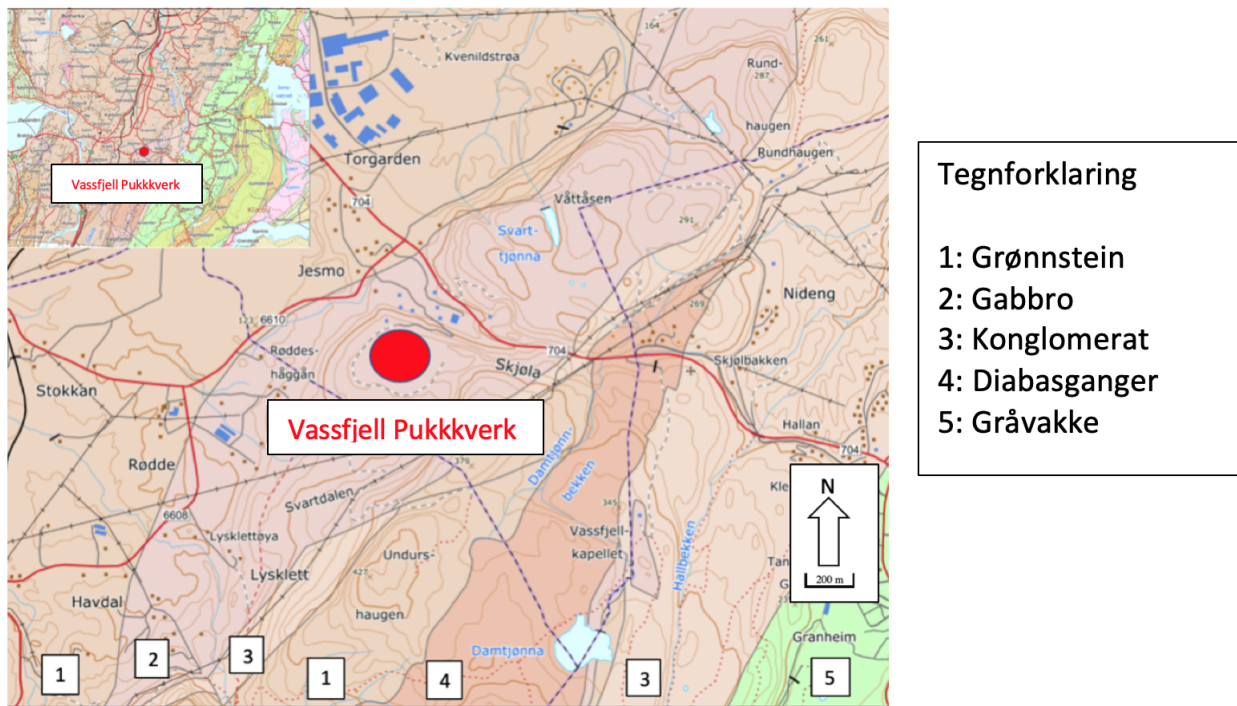
Inngangsdata samlet fra tidligere arbeid

Denne masteroppgaven er en videreføring av en prosjektoppgave utført av undertegnede høsten 2019. Da masteroppgaven skal kunne leses uavhengig av denne oppgaven er det derfor valgt å ta med en oppsummering av de viktigste geologiske forholdene og resultater som ble funnet gjennom prosjektet. Resultatene vil bli videre brukt som inngangsdata i masteroppgaven.

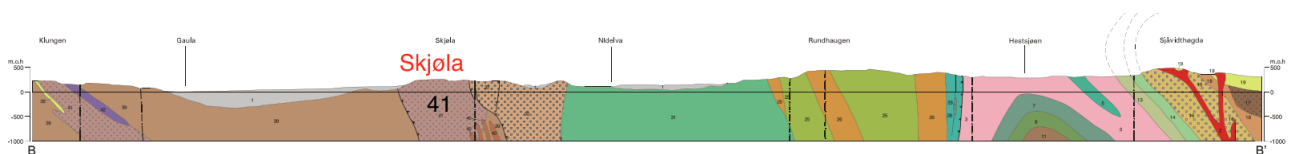
2.1 Geologiske forhold

Vassfjell Pukkverk ligger på det geologiske feltet, Trondheimsfeltet, rett sør for Trondheim by. Feltet strekker seg fra Trondheimsfjorden i nord, og til nordlige deler av Gudbrandsdalen i sør. Det ble dannet under den kaledonske fjellkjedefoldingen og består av skyvedekker av metamorfe bergarter som har blitt dannet under foldingen (NGU, 2015). Dagbruddet ligger på en smal og avlang sone av bergarten gabbro, og det utvinnes pukk og grus fra denne forekomsten. Gabbro er kjent for å ha høy motstand mot slitasje og nedknusning som gjør den til et godt byggeråstoff for denne regionen (Sør-Trøndelag fylkeskommune, 2006).

Basert på geologiske berggrunnskart og -snitt, på Figur 2.1 og 2.2, utvinnes dagbruddet på en tilnærmet vertikal gabbrosone. Vassfjell Pukkverk er nabo med Skjøla Pukkverk, og tilsvarer stedsnavnet Skjøla på det geologiske snittet. Skjøla Pukkverk utvinnes også bergarten gabbro. Fordi gabbrosonen er vertikal er det derfor lite sannsynlig at det vil støtes på andre bergarter ved videre utvinning i dagbruddet.



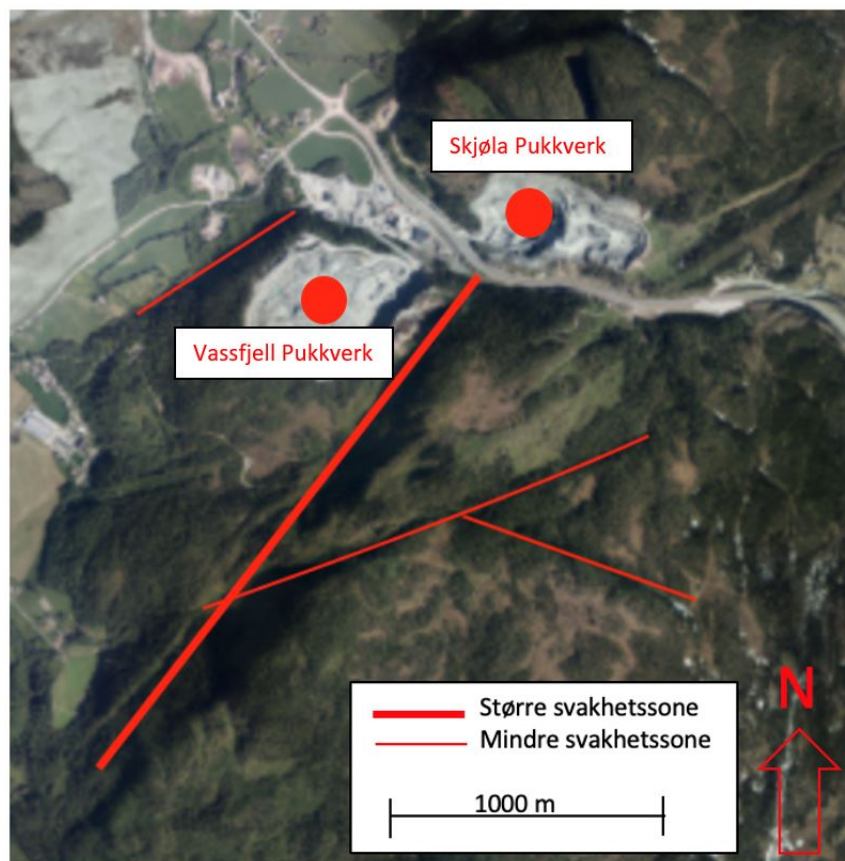
Figur 2.1: Geologisk berggrunnskart over området rundt Vassfjell Pukkverk. Fra NGU (2019), modifisert av Hansen (2019).



Figur 2.2: Geologisk snitt fra Klungen i vest og Sjøvidthøgda i øst i Sør-Trøndelag. Vassfjell Pukkverk går under stedsnavnet Skjøla. Tegnforklaring til snittet er gitt i Vedlegg A (Solli et al., 2003).

Rundt gabbrosonen er det bergarter som grønstein, konglomerat, diabas og gråvakke, som er karakteristisk for Trondheimsfeltet.

Basert på satellittbilde fra området rundt dagbruddet, Figur 2.3, ble det observert flere større og mindre svakhetssoner. På grunn av sikkerhet var det ikke mulig å undersøke disse videre i felt, i forhold til betydningen de har for stabilitet i dagbruddet.



Figur 2.3: Satellittbilde fra området rundt Vassfjell- og Skjøla Pukkverk. Større og mindre svakhetssoner er markert. Fra Google (2020), modifisert av Hansen (2019).

2.2 Viktige funn og resultater

Prosjektoppgaven omfattet en bergmasseklassifisering av bergmassen i dagbruddet rundt produksjonstunnelen på Vassfjell Pukkverk. Arbeidet ble utført i felt på tre ulike lokasjoner i dagbruddet og inne i produksjonstunnelen. Lokasjonene er markert på Figur 2.4, som viser et oversiktsbilde over dagbruddet. Klassifiseringen innebar å kartlegge oppsprekking i bergmassen ved å utføre styrke- og friksjonstester både i felt, og på laboratorium, samt å vurdere kvalitet basert på klassifiseringssystemene; Q, RMR og GSI. Resultatet utgjør den visuelle analysen av bergmassen ved dagens forhold.



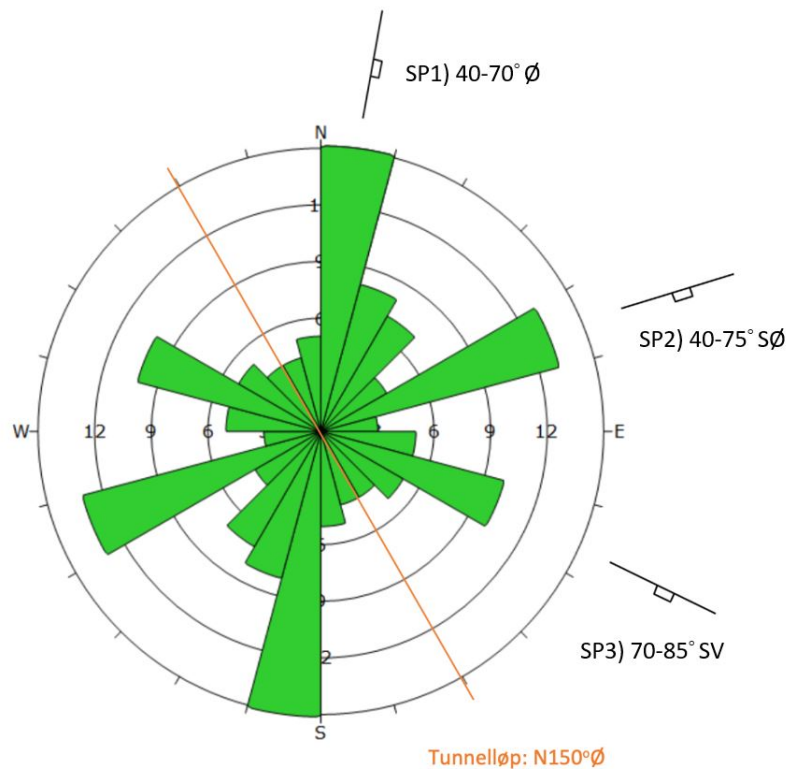
Figur 2.4: Oversikt over dagbruddet i Vassfjell Pukkverk med markering av tunnel, sjakt og tre lokasjoner for feltarbeid (Foto: Franzefoss Pukk AS, modifisert av Hansen (2019)).

Tabell 2.1 viser en oversikt over inngangsdata som ble funnet i prosjektoppgaven. Inngangsdata og observasjoner fra feltarbeid vil bli beskrevet under.

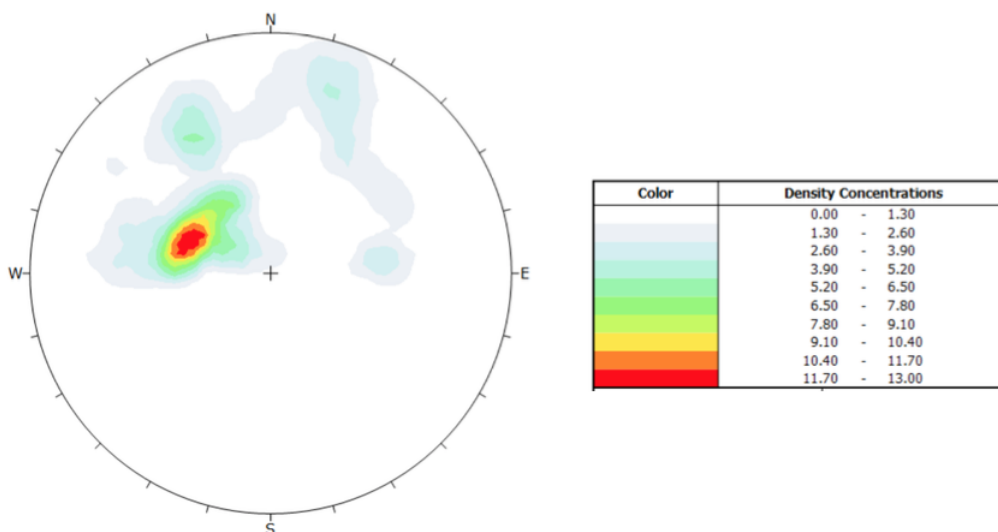
Tabell 2.1: Tabell med inngangsdata funnet i prosjektoppgaven (Hansen, 2019)

Parameter	Verdi
Hovedsprekkeretninger (strøk/fall)	000-015°/40-70°Ø 060-075°/40-75°SØ 105-120°/70-85°SV
Q-verdier	0,4-6,3
RMR-verdier	50-62
GSI-verdier	41-55
JRC	4
JCS	141 MPa
UCS	249 MPa
E-modul	87,7 MPa
ϕ	36,5°
ϕ_b	27,4°
ν	0,32

Basert på 150 strøk- og fallmålinger fra dagbruddet, og i tunnelen, var det tre sprekkeseett som utpekte seg. Sprekkeseettene er presentert på sprekkerosen på Figur 2.5 som SP1, SP2 og SP3. Det ble også laget et polplott på stereonett, som vist på Figur 2.6. Tunnelens lengderetning er også markert på sprekkerosen, og viser at den er orientert med stor vinkel til sprekkeseettene, som er gunstig i forhold til stabilitet.



Figur 2.5: Sprekkerose basert på 150 strøk- og fallmålinger fra lokasjonene på Figur 2.4, og i tunnel. SP1, SP2 og SP3 er sprekkeseett 1, 2 og 3. Lengderetningen til tunnelen er markert med oransje farge.



Figur 2.6: Stereonett med polplott basert på 150 strøk- og fallmålinger i dagen, og i tunnel.

Bergmassekvalitet ble vurdert i forhold til tre ulike klassifikasjonssystemer; Q-, RMR- og GSI-systemet. Q-verdiene ble vurdert etter metode fra NGI (2015) og ble regnet ut til å være $Q = 0,4 - 6$. Ved bruk av RMR-systemet ble bergmassen klassifisert som middels til god kvalitet, med $RMR = 50 - 62$, i følge Bieniawski (1989). Basert på Q- og RMR-verdiene ble GSI regnet ut til være $GSI = 41 - 55$, og vurdert i felt etter metode fra Marinos et al. (2007). De tre systemene samsvarte i stor grad basert på utregninger og observasjoner i felt.

Styrken til sprekke i dagbruddet ble vurdert etter Barton-Bandis bruddkriterium på de tre lokasjonene nevnt i innledningen. Bakgrunnen for å bruke bruddkriteriet var at det brukes som inngangsparameter for sprekkeegenskaper i programvaren RS2, som vil bli brukt i denne masteroppgaven. Parameterne fra bruddkriteriet, som ble vurdert i felt, var GSI, Joint Compression Strength (JRC) og Joint Roughness Coefficient (JCS). Sprekkene ble klassifisert til å ha lav ruhet, med $JRC = 4$, basert på ruhetsprofil fra Li (2018). Sprekkene ble målt til høy styrke med $JCS = 141 MPa$ ved bruk av Schmidt-hammer. Bruddkriteriet vil bli videre utdypet i teoridelen i Kapittel 3.2.2.

På laboratoriet ble det boret ut fem kjerneprøver fra en bergartsprøve fra dagbruddet, for å utføre styrke- og friksjonstester. Kjerneprøvene ble testet for enaksial trykkstyrke (UCS), og ble klassifisert til å ha høy styrke med $UCS = 249 MPa$. Friksjonsvinkelen til bergarten ble testet gjennom tilt-test på lab til å være $\phi = 36,5^\circ$ og basis friksjonsvinkel til bergmassen ble målt til $\phi_b = 27,4^\circ$. Resultatene klassifiserer bergmassen til å ha middels gode friksjonsforhold i følge Statens vegvesen (2011). De resterende parameterne av Barton-Bandis bruddkriterium, ϕ_r og σ_{ci} , ble bestemt gjennom laboratorietestene da $UCS = \sigma_{ci}$, som er den maksimale trykkstyrken for intakt berg. Det ble også konkludert at $\phi_b = \phi_r = 27,4^\circ$, der ϕ_r er residual friksjonsvinkel.

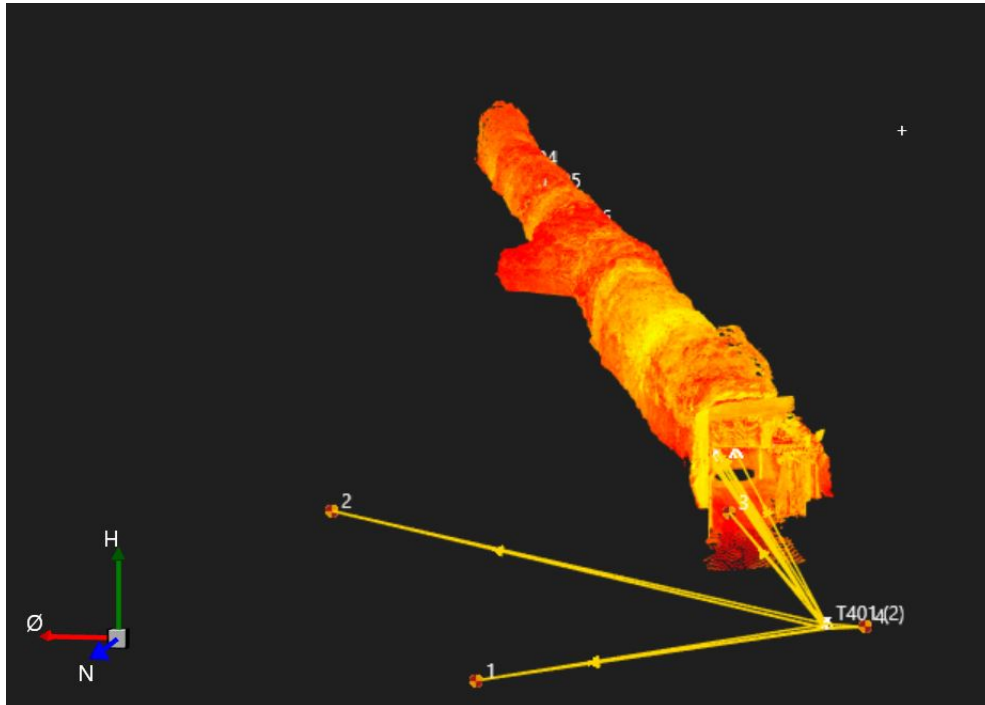
Ved kartlegging av produksjonstunnelen ble det observert syv svakhetssoner som alle krysset tilmærmet vinkelrett eller med stor vinkel til tunnelretningen. Svakhetssonene inneholdt både svake og sterke mineralbelegg som sand, leire, feltspat og kvarts. I dagbruddet ble det observert lite innhold av sprekke materiale i sprekke, som kan tyde på at det kan ha blitt vasket ut med vær og vind. Tunnelen er mer beskyttet mot slike ytre faktorer, og kan derfor gi økt friksjon og motstand mot utglidning. Flere av svakhetssonene krysset hverandre og det ble også observert tydelige kjegleformede strukturer oppover i hengen. Dette kan tyde på ustabile partier og muligheter for blokknedfall.

Det ble ikke observert betydelige vannforhold rundt bergmassen. Årsaken kan være at feltarbeidet ble utført under en varm og tørr sommer. Det er ingen vannkilder i nærheten, men skog og mark i utkanten av dagbruddet kan føre med seg grunnvann ned i sprekkesystemene i bergmassen. Inne i tunnelen ble det kun observert spredte vanddrypp enkelte steder.

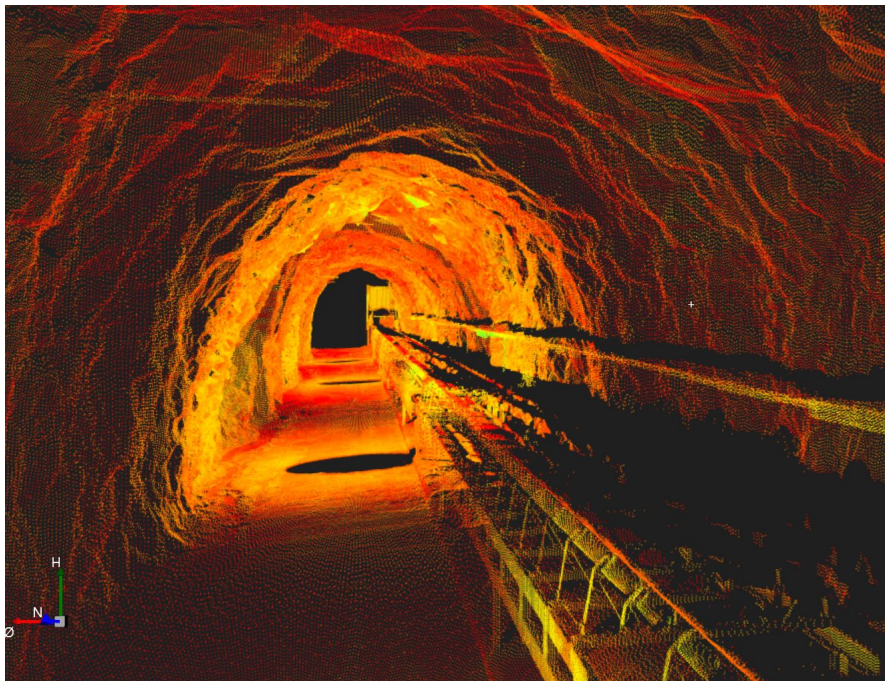
Basert på resultatene fra feltarbeid og laboratorie-tester ble det konkludert med at bergmassen på Vassfjell Pukkverk er av dårlig til middels god kvalitet, med høy styrke og god motstand mot deformasjon (Hansen, 2019).

Det ble også laget 3D-modell av produksjonstunnelen ved bruk av en totalstasjon. Formålet med

modellen var å måle opp tunnelen i forhold til geometri og nøyaktige koordinater. Modellen kan også brukes til å overføre tverrsnitt av tunnelen til todimensjonale numeriske analyser, som i denne masteroppgaven. Oversiktsbilde av 3D-modellen er vist på Figur 2.7, og innsiden av modellen er vist på Figur 2.8.



Figur 2.7: 3D modell av produksjonstunnelen



Figur 2.8: 3D-modell sett innenfra i produksjonstunnelen

Kapittel 3

Teori

Stabilitetsanalysen av produksjonstunnelen vil bli utført ved bruk av numerisk analyse. Relevant teori knyttet til ulike numeriske metoder, vil derfor bli gjennomgått i dette kapitlet. Finite Element Method, som programvaren RS2 er basert på, vil beskrives mer i dybden enn andre numeriske metoder. I tillegg vil forhold og problemer knyttet til stabilitet i bergmasse, samt ulike typer bergsikring i tunnel, bli presentert.

3.1 Numeriske metoder

Ved utgraving av tunneler og bergrom vil det oppstå endringer i bergmassens egenskaper. Spenning- og deformasjonsforhold er viktige å vurdere før, under og etter utføring av slike prosjekt. Gjennom numerisk analyse kan disse endringene modelleres og vurderes i forhold til stabilitet og design av sikringssystem. Analysen kan utføres av programvare for både to- og tre dimensjoner. Problemstillingene i felt er tredimensjonale, noe som er både tidkrevende og utfordrende å analysere numerisk. I todimensjonale programvarer omgjøres et tredimensjonalt problem til et todimensjonalt problem ved at det tas utgangspunkt i et tverrsnitt av bergrommet. I tverrsnittet antas det at forhold som geometri, spenning og deformasjoner ikke endrer seg normalt på tverrsnittet. Programvarene produserer ikke helt nøyaktige resultater, men tilfredsstillende allikevel kravene til de fleste undergrunnsprosjekter. Numerisk modellering er også anvendt innen geoteknikk, vannkraft og skredproblematikk i tillegg til ingeniørgeologi og bergmekanikk (Myrvang, 2001).

I følge Myrvang (2001) er det to hovedtyper av numeriske metoder;

- Kontinuerlige metoder
- Diskontinuerlige metoder

Kontinuerlige metoder

Kontinuerlige metoder tar for seg en kontinuerlig bergmasse der sprekker og diskontinuiteter i kun begrenset grad regnes med i modellen. Innenfor kontinuerlige metoder finnes det igjen to hovedtyper;

- Differensialmetoden
- Integralmetoden

I differensialmetoden defineres først området som skal modelleres, og deretter deles bergmassen inn i elementer. Det antas videre at bergmassen er kontinuerlig og at området er så stort at grenseverdier, såkalte randeffekter, ikke påvirker bergmassen. Den vanligste differensialmetoden er Finite Element Method (FEM). Da denne metoden er mest sentral for denne masteroppgaven vil den bli utdypet i et eget kapittel, Kapittel 3.2. Andre kontinuerlige metoder er Boundary Element Method (BEM) og Finite Difference Method (FDM). FDM utføres tilnærmet likt som FEM, men løser ligningssystemene litt annerledes. Ligningene løses eksplisitt og ikke implisitt, som i FEM. Eksplitt utregning unngår store matriseløsninger, og krever derfor mindre kapasitet på datamaskinene som utfører utregningen, enn ved implisitt utregning. Utregningene blir utført i små tidsintervaller, som gir uavhengige løsninger for hver node. Endringer som oppstår i en node påvirker bare de nærmeste nabolodene hvis tidsintervallet er lite nok (Myrvang, 2001).

I integralmetoden deles området kun opp i grensesoner mot bergrom, overflater og eventuelle sprekker som opptrer. Resten av området karakteriseres som en lineær, elastisk og kontinuerlig bergmasse. BEM er en slik metode. Områdets egenskaper beskrives gjennom differensialligninger og metoden karakteriseres derfor som en integralmetode. I alle punkter i det definerte området kan spenning beregnes og det kan utføres analyse på ønskelige punkter i området (Myrvang, 2001).

Diskontinuerlige metoder

I diskontinuerlige metoder beskrives bergmassen som en koblet modell mellom én modell for intakt berg og én for diskontinuitetene. Bevegelser innad i bergmassen beskrives gjennom deformasjonsmekanismer for glidning langs sprekkeplan, rotasjon og separasjon. Distinct Element Method (DEM) er en diskontinuerlig metode, som er basert på Newtons 2. lov. Metoden definerer et område som skal modelleres og deler det opp i separate enkeltblokker som kan separeres, roteres og gli i forhold til hverandre. Det antas at forskyvningen mellom blokkene er større enn deformasjonen på selve blokken, og derfor kan denne deformasjonen neglisjeres. Oppdelingen av området i blokker er basert på erfaringer og observasjoner fra felt. Det er tilnærmet umulig å modellere det nøyaktige oppsprekingsmønsteret som er i bergmassen, og resultatene fra modelleringen viser ofte et urealistisk bilde av dette. I tillegg legges egenskapene og orienteringen til blokkene inn i programvaren. DEM løser eksplisitte ligninger, som gir mulighet for analyse av ikke-lineære forhold i blokker og sprekker, og i tillegg store forskyvninger og rotasjoner i bergmassen. UDEC er en programvare som er vanlig å bruke for å modellere DEM (Myrvang, 2001).

3.2 Finite Element Method i RS2

Dette delkapitlet omfatter oppbyggingen av den kontinuerlige numeriske metoden, FEM, som programvaren RS2 er bygget opp av. Inngangsparametere til programvaren vil bli beskrevet i detalj.

RS2 ble valgt fordi det er et brukervennlig program som kan brukes til å modellere svært komplekse undergrunnsforhold og tunnelprosjekter. I tillegg kan sikringssystem modelleres og vurderes utifra påvirkning fra bergmassen rundt, som er endel av oppgavebeskrivelsen til denne masteroppgaven.

3.2.1 Oppbygging av metoden

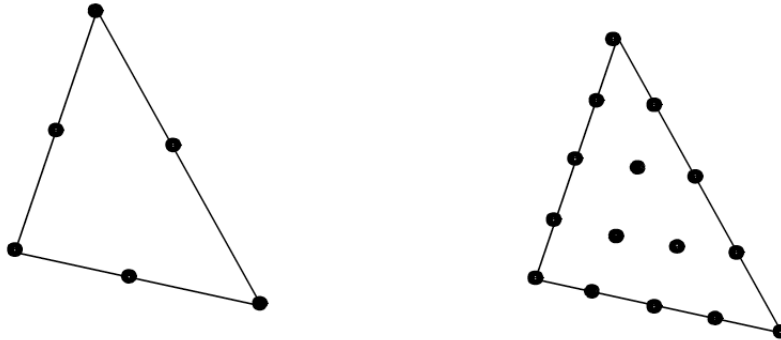
I den numeriske metoden FEM deles det fysiske problemet inn i et endelig antall elementer. Hvert element blir tilegnet egenskaper som utgjør byggeklossene i modellen. Egenskapene kan være blant annet tetthet, styrke og stivhet. Byggeklossene forenes gjennom matematiske og numeriske integrasjonsprosesser, og summen av alle elementene utgir hele strukturen til problemet. Elementene kan utformes som rektangler eller trekanter med rette eller kurvede grenser. Trekantede elementer lar seg lettere tilpasse en kompleks geometri og er derfor mye brukt i modellering av berggrunn. Elementene blir påført en inkrementell last på noder som ligger langs kanten av, eller inne i selve elementet. Lasten oppstår når in-situ bergspenning er definert med tilhørende grensebetingelser for modellen, som fører til inkrementell forflytning i nodene. Dette vil påvirke naboelementene i knutepunktene, som igjen vil påvirke sine naboer. Basert på forflytningen av nodene kan deformasjonen i elementene interpoleres og beregning av tøyning i elementene kan utføres. Interne spenninger i elementene kan også beregnes ved bruk av en materialmodell basert på elastisitetsteori. Young's modulus og Poisson's forholdstall for bergmassen brukes i denne utregningen (Myrvang, 2001).

Programvaren setter opp likevektsligninger og det blir utført en summering av kreftene og forskyvningene i hvert punkt, som danner et komplekst ligningssystem for hele området. Ved hjelp av ligningssystemet kan spenningene i området regnes ut. Hvis det oppstår ubalanse i utregningene, vil de repeteres slik at forskyvningsinkrementene blir mindre og mindre. Prosessen fortsetter iterativt inntil kraftlikevekt oppnås. Konvergenskriteriet som er definert i modellen bestemmer akseptabel likevekt. Ligningene løses implisitt og krever derfor høy beregningskapasitet og kraftige datamaskiner for utregning. Flere noder og tettere elementer gir mer nøyaktig resultat, men tar lenger tid å regne ut (Myrvang, 2001).

Dersom lasten som påføres elementene i modellen overskrider styrken til ett element vil elementet deformeres, og ikke lenger ta opp last. Dette bruddelementets residualbelastning avhenger av materialmodellens post-bruddtilstand, som er videre beskrevet i Kapittel 3.2.2.

Det enkleste trekantelementet i FEM har tre noder, én i hvert hjørne. Ved deformasjon og forflytning av nodene vil det føre til en konstant tøyning i hvert element. Ved store tøyningsgradienter

kan den konstante tøyningen by på utfordringer, og anbefales dermed ikke. Det bør derfor brukes et høyere ordens antall noder og elementer nær åpningen til strukturen, for å kunne simulere ulineære forskyvningsforhold. Slike forhold kan tillate variasjon i tøyning innad i elementet. Dette vil forbedre nøyaktigheten av resultatet (Nordal, 2018). Nodene plasseres langs grensene eller inni selve elementet, som vist på Figur 3.1.



Figur 3.1: Trekantelementer med noder langs grensen og inni elementet (Nordal, 2018)

Feilkilder i metoden

FEM gir ikke ut eksakte resultater ved modellering, men gir tilnærmede løsninger gjennom konvergens av materialmodeller. Dette er viktig å ta hensyn til i forhold til hvor stor unøyaktighet det tillates i modellen for å gi et godkjent resultat. Feilkilder i modellen bør reduseres til et minimum slik at tilnærmingen og unøyaktighet ikke påvirker resultatet betydelig. Det er flere faktorer å ta hensyn til for å oppnå dette:

- Tettheten på mesh
- Konvergenskriterium
- Elementtype i modell
- Størrelse og omfang av bergmassen som modelleres

Kvaliteten på resultatet er basert på forenklinger og tilnærminger ved utformingen av modellen. En feilkilde i metoden omfatter bruken av dårlig definerte elementer, eller for grov tilnærming av mesh i modellen. Det er derfor viktig å bruke så tett og nøyaktig mesh som mulig rundt modellen, for å få mest mulig nøyaktig resultat. Seksnodede trekantelementer vil derfor gi et mer nøyaktig resultat enn trenodede trekantelementer.

Det kan også oppstå feil i konvergensutregningen som kan hindre at de matematiske ligningene konvergerer, og ikke gir ut et endelig resultat. Ved å endre på inngangsparameterne og brudd- og konvergenskriterium i algoritmen, kan feilen rettes opp i, og algoritmen kan gi ut et tilnærmet resultat.

Modellen kan imidlertid gi feil utslag selv om alle faktorene over er tatt hensyn til. Hvis inngangsparameterne er urealistiske, eller at problemet ikke er definert godt nok, kan dette gi et negativt utslag (Nordal, 2018).

3.2.2 Inngangsparametere

I følge Myrvang (2001) er de viktigste inngangsparameterne i FEM, og dermed også i RS2:

- In-situ bergspenninger
- Styrkeegenskaper i form av bruddkriterium
- Deformasjonsegenskaper
- Oppsprekkingsgrad

En teoretisk gjennomgang av inngangsparameterens betydning i RS2 vil bli presentert videre i dette delkapitlet. Inngangsparameterne beskriver egenskaper knyttet til både bergmasse og sprekker, som har betydning for stabilitetsforhold.

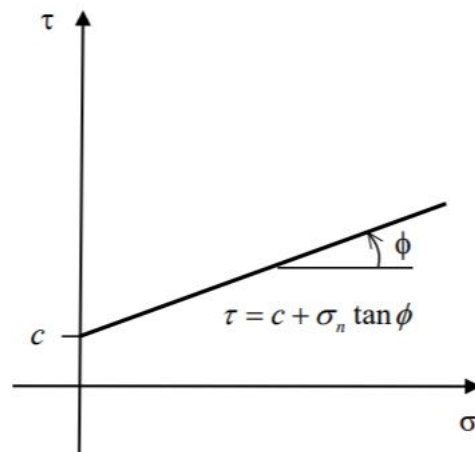
Bruddkriterium

Ut i fra en numerisk modell kan en prognose utvikles for når og hvor et brudd kan oppstå. Prognosen utvikles på bakgrunn av bruddkriteriet som er innsatt i modellen. Det kan være for eksempel Mohr-Coulomb- eller Hoek-Brown bruddkriterium. Hoek-Brown kriteriet vil bli brukt i denne masteroppgaven, og vil utdypes i forhold til bruk i RS2.

Mohr-Coulomb bruddkriterium er et anerkjent bruddkriterium innen geoteknikk og bergmekanikk. Kriteriet beskriver skjærstyrken til et materiale, τ , gjennom triaksialtesting av synlindriske kjerneprøver. Skjærstyrken er gitt som et uttrykk mellom to hovedfaktorer; en konstant kohesjon, c , og en friksjonsvinkel, ϕ , som varierer med normalspenning, σ_n . Uttrykket er gitt ved:

$$\tau = c + \sigma_n * \tan \phi \quad (3.1)$$

Ved grafisk fremstilling av bruddkriteriet, som vist på Figur 3.2, tar skjærstyrken for seg et lineært forhold mellom styrke og spenning i materialet (Li, 2018).



Figur 3.2: Grafisk fremstilling av Mohr-Coulomb bruddkriterium (Li, 2018)

Hoek-Brown kriteriet er et annet kjent bruddkriterium innen bergmekanikk. Det originale kriteriet uttrykker styrken til intakte bergartsprøver, og er gitt ved Ligning 3.2. Det tar for seg ulineære forhold i bergmassen, mens Mohr-Coulomb tar for seg lineære forhold.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (3.2)$$

der σ'_1 og σ'_3 er største- og minste effektivspenning, σ_{ci} er enaksial trykkstyrke for intakt berg og m_i er en materialkonstant for intakt berg.

De lineære og ulineære forholdene gjelder i tilfeller der omslutningsspenningene i bergmassen varierer i stor grad, mens der spenningene varierer i liten grad vil Mohr-Coulomb- og Hoek-Brown bruddkriterium gi tilnærmet likt resultat (Li, 2018).

Hoek-Brown bruddkriterium utviklet seg videre til å beskrive styrke- og deformasjonsegenskaper til svært oppsprukket bergmasse. Dette kriteriet omtales som Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium og er gitt ved Ligning 3.3 Kriteriet er basert på store mengder data fra laboratorietester og stemmer godt overens med praktiske erfaringer Li (2020).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.3)$$

der m_b , s og a er empiriske konstanter som beskriver bergmassens egenskaper. m_b er en redusert verdi av materialkonstanten m_i for intakt berg (Hoek, 2007).

Ved bruk av Hoek-Brown bruddkriterium i RS2 må tre bergmasseparametere estimeres i tillegg til spenningsforhold;

- Enaksial trykkstyrke, σ_{ci} , for intakt berg
- Hoek-Brown konstantene m_b , s og a
- Geological Strength Index (GSI) for bergmassen

Enaksial trykkstyrke kan måles på lab gjennom enaksialt trykkforsøk på sylindriske, intakte kjerneprøver. Hoek-Brown konstantene kan bestemmes ved in situ blokktester, men også ved bruk av ligningene:

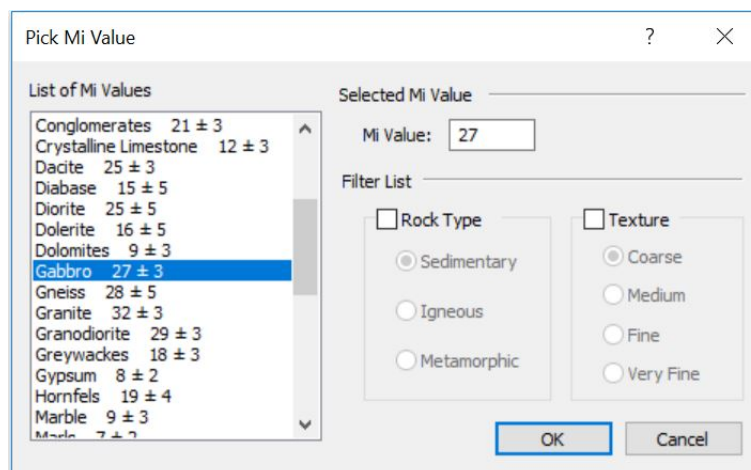
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (3.4)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}\right) \quad (3.6)$$

der D er en forstyrrelsesfaktor (Disturbance factor) (Hoek, 2007). GSI kan bestemmes etter metode fra Marinós et al. (2007).

Hoek-Brown konstanten, m_i , kan estimeres utifra tabell oppgitt i RS2, vist på Figur 3.3. Bergarten gabbro, som blir drevet ut i dagbruddet i Vassfjell, blir for eksempel tilegnet verdien $m_i = 27 + / - 3$.



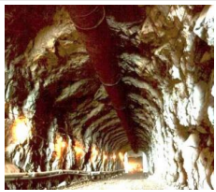
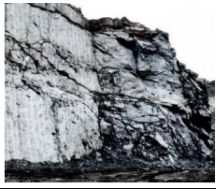



Figur 3.3: Liste over m_i -verdier fra RS2

Bergmasseparameterne m_b , s og a kan estimeres ved bruk av de innebygde programmene i RS2; RocData og Parameter-kalkulator. Utregningen er basert på Ligningene 3.4, 3.5 og 3.6 og inngangsparameterne D og m_i . GSI kan vurderes i felt etter metode fra Marinós et al. (2007) eller basert på Q- og RMR-verdier (Li, 2018).

Forstyrrelsesfaktor, D

Forstyrrelsesfaktoren, D , er en faktor som beskriver hvor forstyrret bergmassen rundt en tunnelåpning, eller åpning i berg, blir ved utgraving. Faktoren varierer i verdi mellom 0 til 1 der $D = 0$ indikerer tilnærmet uforstyrret bergmasse, mens $D = 1$ indikerer svært forstyrret bergmasse (Hoek, 2007). Tabellen på Figur 3.4 viser hvilke verdier som blir tilegnet i ulike situasjoner.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figur 3.4: Retningslinjer for bestemmelse av forstyrrelsesfaktoren, D (Hoek, 2007).

I følge Hoek (2007) gjelder faktoren kun i en umiddelbar sone på 2-3 m rundt selve åpningen, hvis $D > 0$. I denne sonen utgjør bergmassen et svakere materiale enn resterende bergmasse, som blir tilegnet verdien $D = 0$.

Bergspenninger

Spenningene som virker i en bergmasse er tredimensjonale, og kan beskrives gjennom hovedspenningene σ_1 , σ_2 og σ_3 . Dette er spenninger som virker på plan der skjærspenninger er lik null. Hovedspenningene kan også omtales som σ_v , σ_H og σ_h i bergmassen, som beskriver henholdsvis vertikal-

spenning, og største- og minste horisontalspenning. I RS2 defineres en todimensjonal spenningstilstand, og det tas utgangspunkt i forholdet mellom σ_v og σ_h . Den vertikale spenningskomponenten er gitt ved:

$$\sigma_v = \rho g z \quad (3.7)$$

der ρ er bergmassens tetthet, g er gravitasjonskonstanten og z er høyde.

I et elastisk materiale blir den horisontale spenningskomponenten, σ_h , dannet ved at tverrutvidelse blir forhindret nedover i bergmassen. σ_h er gitt ved ligningen:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad (3.8)$$

der ν er Poisson's forholdstall.

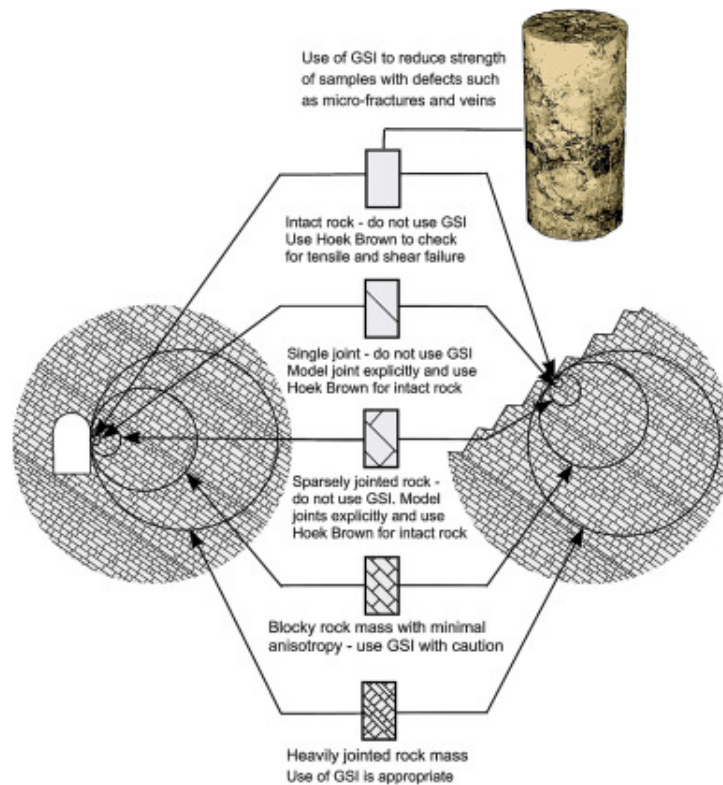
I plastiske materialer kan materialet gå i brudd, som er tilfellet i bergmasser i virkeligheten. Da gjelder ikke nødvendigvis det samme forholdet mellom spenningene som i Ligning 3.8. Forholdet mellom horisontal og vertikal spenning kan settes som faktoren k , og uttrykket for horisontalspenningen blir da:

$$\sigma_h = k \sigma_v \quad (3.9)$$

Spenningsforholdet i bergmassen gjennom Ligning 3.8 og 3.9 utgjør ikke det totale spenningsbildet i bergmassen, og kan dermed avvike fra dette forholdet. Spenningene kan være påvirket av andre krefter i tillegg til gravitasjonsspenninger, som tektoniske spenninger og residualspenninger. I norske bergarter, som gneis og granitt, er k ofte lavere enn 0,25 som indikerer lavere horisontale spenninger i forhold til vertikalspenning. Ellers viser målinger i Norge at horisontale spenninger ofte er større enn vertikalspenninger (Li, 2018).

Bergmassekvalitet

I RS2 er det GSI som representerer bergmassekvaliteten i modellen. Hoek-Brown bruddkriterium og GSI er kun gyldig i RS2 for bergmasser med høy oppsprekingsgrad der sprekkene har isotropisk oppførsel. Hvis blokkstørrelsen er vesentlig mindre enn bergrommet som analyseres, omtales dette som et Hoek-Brown materiale. Hvis blokkstørrelsen er på samme størrelse som bergrommet, og er mer intakt, er ikke bruddkriteriet gyldig (Hoek & Brown, 1997). Figur 3.5 viser en oversikt over gyldighetsområdet til Hoek-Brown bruddkriterium og GSI. Dette må tas hensyn til ved valg av bruddkriterium.



Figur 3.5: Oversikt over gyldighetsområdet til Hoek-Brown bruddkriterium og GSI (Hoek & Brown, 1997).

GSI blir ofte vurdert som et intervall av verdier. Dette er mer sannsynlig i forhold til virkeligheten, da det er vanskelig å tilegne kun én verdi i felt. I RS2 innsettes en GSI-verdi.

Deformasjonsegenskaper i bergmassen

Bergmassen rundt en tunnel eller bergrom vil deformeres ved utgraving. Deformasjonen er plastisk, som betyr at den er irreversibel. Elastiske egenskaper brukes allikevel i enkelte problemstillinger for å forenkle beskrivelsen av materialet som analyseres (Hoek & Diederichs, 2006). Da antas det at materialet er homogent, isotropisk og elastisk. Et slikt materials motstand mot deformasjon kan defineres ved Young's modulus, E , basert på Hook's lov i Ligning 3.10.

$$E = \frac{\delta\sigma_y}{\delta\epsilon_y}. \quad (3.10)$$

der σ_y er aksialspenning og ϵ_y er aksial tøyning. Høy E -modul betyr høy motstand mot deformasjon mens lav E -modul betyr lavere motstand mot deformasjon.

Poissons tall, ν , beskriver deformasjonsegenskaper i forhold til hvor mye et material utvider seg normalt på lastretningen. ν er uttrykt ved:

$$\nu = \frac{\delta\epsilon_x}{\delta\epsilon_z} \quad (3.11)$$

der ϵ_x er tøyning i x-retning og ϵ_z er tøyning i z-retning (Li, 2018).

I RS2 er deformasjonsegenskapene til bergmassen viktige å definere. Deformasjonen beskrives gjennom elastisitetsmodulusen for bergmasse, E_{rm} , og ν . E_{rm} beskriver bergmassens evne til å motstå elastisk deformasjon. Den er lavere enn for intakt berg, E_i , som måles på laboratorium. Det er fordi bergmassen ofte består av oppsprukket materiale og forvitring, spesielt rundt tunnel- og bergromsåpninger. Slike forhold gir lavere motstand mot deformasjon.

Å finne elastisitetsmodulusen basert på feltforsøk er både tidkrevende, kostbart og har høy usikkerhet. Hoek & Diederichs (2006) definerte et uttrykk for estimering av elastisitetsmodulusen basert på erfaringer fra prosjekter i Kina og Taiwan. Erfaringene bestod av innsamling av data fra et stort antall in-situ målinger av elastisitetsmodulus til bergmasser. Uttrykket er gitt ved ligningen:

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + \exp[(60 + 15D - GSI)/11]} \right) \quad (3.12)$$

der E_i er E-modul til intakt berg og D er forstyrrelsesfaktor.

Videre anbefalte Hoek & Diederichs (2006) at når det ikke var mulig å måle E_i på laboratorium kan bergmassens reduksjonsverdi, MR, brukes for å estimere modulusen til intakt berg. E_i er gitt ved ligningen:

$$E_i = MR\sigma_{ci} \quad (3.13)$$

For tilfeller uten tilgjengelig informasjon om E_i utviklet Hoek & Diederichs (2006) en alternativ ligning for E_{rm} uttrykt ved:

$$E_{rm} = 10^5 \left(\frac{1 - D/2}{1 + \exp[(75 + 25D - GSI)/11]} \right) \quad (3.14)$$

I RS2 kan de innebygde programmene RocData og Parameter-kalkulator regne ut E_{rm} basert på disse ligningene.

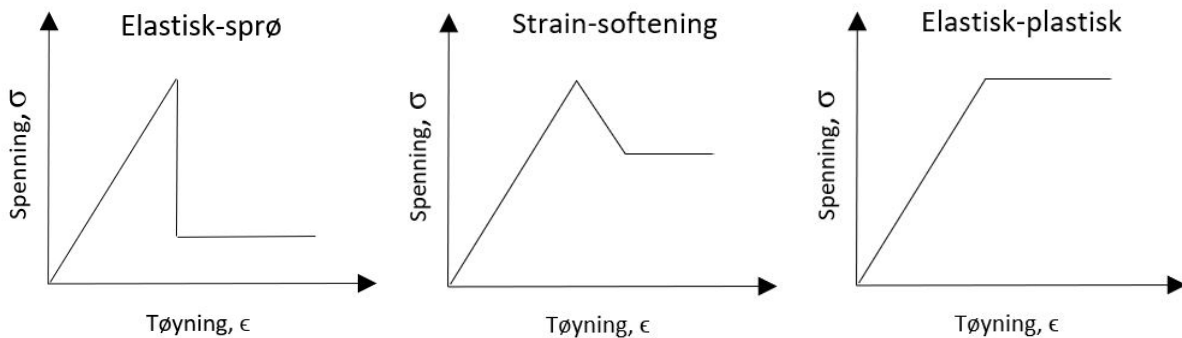
Deformasjonsegenskapene kan i tillegg til bruddkriterium anslå forholdet mellom spenning og tøyning for ulike bergarter. Bergarter har ulik styrke og motstand mot deformasjon og vil gå i brudd ved ulike tilstander. Post-bruddtilstandene kan vurderes basert på spenning-tøyningskurver, men kan være vanskelig å karakterisere basert på få parametere. Forenklete modeller er vanlig å bruke i slike beregninger. Spenning-tøyningskurver som brukes i numerisk analyse er beskrevet i neste avsnitt (Hoek, 2007).

Spenning-tøyningskurver i numerisk analyse

I numeriske modeller er det spesielt tre spenning-tøyningskurver for bergmasser som er vanlig å

bruke. Disse er presentert på Figur 3.6, og beskriver bergmassens oppførsel før og etter brudd. Hard bergmasse av god kvalitet vil oppføre seg tilnærmet lineært elastisk inntil brudd. Etter brudd vil styrken til bergmassen umiddelbart svekkes til et lavere nivå. Dette nivået er definert av residualverdier, og tilstanden kalles *elastisk-sprø*. Bergmassen vil fortsatt kunne ta opp deformasjoner utenatt spenningene endres fra residualstyrkenivået. Bergmasser av medium kvalitet vil oppføre seg lineært elastisk frem til brudd, før styrken gradvis reduseres inntill den når residualstyrken. Denne tilstanden kalles *strain-softening*. For myke bergmasser av svært dårlig kvalitet vil bergmassen oppføre seg lineært elastisk inntil brudd. Etter brudd fortsetter bergmassen å deformeres men den kan fortsatt ta opp like mye spenninger, som da brudd oppsto. Dette spenningsnivået tilsvarer maksimal styrke for bergmassen, og beskriver tilstanden *elastisk-plastisk* (Hoek, 2007).

Modellene i Figur 3.6 viser kun en idealisert versjon av virkeligheten. Det vil imidlertid ikke være like klare skiller mellom elastisk- og plastisk deformasjon. Oppførselen til materialet ved brudd vil også kunne avhenge av ulikt spenningsnivå i bergmassen (Hoek, 2007).



Figur 3.6: Ulike spenning-tøyningkurver for beskrivelse av oppførsel til bergmasser etter brudd. σ er spenning og ϵ er tøyning. Utviklet av Hoek (2007).

Residualparametere

Da formålet til denne oppgaven er å undersøke om, og eventuelt når, bergmassen i produksjonstunnelen går i brudd, er det ønskelig å simulere hvordan oppførselen til bergmassen er etter brudd. I RS2 vil brudd simuleres ved bruk av en plastisk modell da elastiske modeller ikke er egnet til å simulere brudd i følge Hoek (2007). I RS2 kan elastisk-sprø og elastisk-plastisk oppførsel, som vist på Figur 3.6, modelleres ved bruk av Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium. Residualstyrken til bergmassen er styrken bergmassen oppnår etter brudd. Residualverdien til GSI og bergmasseparameterne, m_b , s og a , kan estimeres ved bruk av formlene presentert av Cai et al. (2007):

$$GSI_r = GSI e^{-0,0134GSI} \quad (3.15)$$

$$m_r = m_i \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{28}\right) \quad (3.16)$$

$$s_r = \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{9}\right) \quad (3.17)$$

$$a_r = 0,5 + \frac{1}{9}\left(e^{\frac{-GSI_r}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}\right) \quad (3.18)$$

I RS2 vil først peak-verdiene m_b , s og a regnes ut på bakgrunn av GSI og σ_{ci} i RocData eller Parameter-kalkulator. GSI_r regnes ut og innsettes manuelt, mens de resterende residualverdiene regnes ut av programvaren basert på Ligning 3.16, 3.17 og 3.18.

Dilatasjon

Dilatasjon er en parameter som beskriver hvor mye volumøkning som oppstår når et materiale undergår skjærbelastning. Dilatasjon kan defineres for materialer som følger Mohr-Coulomb og Hoek-Brown bruddkriterium i RS2. Materialet må være plastisk for at dilatasjon skal være gjeldende.

- For et Hoek-Brown materiale er dilatasjon definert som en dimensjonsløs parameter mellom 0 og m_b .
- For et Mohr-Coulomb materiale er dilatasjon definert som en vinkel, som varierer mellom 0 og friksjonsvinkel, ϕ .

Dilatasjon kan estimeres ved forholdet $0,333 * m_b$ eller $0,333 * \phi$ for myke og svake bergarter med antatt lav dilatasjonsvinkel/-parameter. Dilatasjon for harde og sprø bergarter, med antatt høy dilatasjonsvinkel/-parameter, kan estimeres ved forholdet $0,665 * m_b$ eller $0,666 * \phi$ (Rocscience, uåb).

Sprekkeparametere

I RS2 kan sprekkeparametere settes inn på lik linje som for bergmasseparametere i Kapittel 3.2.2. Det må først defineres et bruddkriterium som beskriver sprekeegenskapene til sprekke. Det kan for eksempel være Mohr-Coulomb eller Barton-Bandis bruddkriterium. I prosjektoppgaven til undertegnede ble sprekeparametere innhentet basert på Barton-Bandis bruddkriterium og derfor vil dette kriteriet utdypes videre (Hansen, 2019). Bruddkriteriet beskriver skjærstyrken til sprekke basert på følgende ligning;

$$\tau = \sigma_n \tan\left(JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right) \quad (3.19)$$

(Hoek, 2007)

Ved bruk av Barton-Bandis bruddkriterium settes parameterne Joint Roughness Coefficient (JRC), Joint Compression Strength, (JCS) og residual friksjonsvinkel, ϕ_r , inn i RS2. Parameterne beskriver

styrken, ruhet og friksjon på sprekkeplanet. Metoden for å bestemme disse parameterne henvises til (Hoek, 2007).

I tillegg til skjærstyrkeparameterne må også stivheten til sprekkeplanene defineres i programvaren. Stivheten deles inn i to parametere; normalstivhet (k_n) og skjærstivhet (k_s). Parameterne er definert ved henholdsvis Ligning 3.20 og 3.21:

$$k_n = \frac{E_i * E_{rm}}{L(E_i - E_{rm})} \quad (3.20)$$

der E_i er Young's modulus for intakt berg, E_{rm} er Young's modulus for bergmasse og L er gjennomsnittlig sprekkeavstand.

$$k_s = \frac{G_i * G_{rm}}{L(G_i - G_{rm})} \quad (3.21)$$

der G_i er skjærmodulus til intakt berg, G_{rm} er skjærmodulus til bergmasse og L er gjennomsnittlig sprekkeavstand (Rocscience, tuå).

Videre er G_i og G_{rm} definert ved henholdsvis Ligning 3.22 og 3.23.

$$G_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu)} \quad (3.22)$$

der ν er Poisson's forholdstall.

$$G_m = \frac{E_{rm}}{2(1 + \nu)} \quad (3.23)$$

Stivhetsparameterne k_n og k_s regnes ut manuelt og settes inn i programvaren. Sprekkeparameterne gjelder i hovedsak for enkeltsprekker men også for sprekkenettverk med flere sprekker med ulike egenskaper. Ved bruk av et annet bruddkriterium vil andre parametere settes inn i programvaren enn de som er listet opp her (Li, 2018).

3.3 Forhold som påvirker stabilitet

Forhold som kan påvirke stabiliteten i en bergmasse kan være:

- Spenningsfordeling
- Materialelegenskaper
- Rystelser/vibrasjoner
- Oppsprekking
- Vannforhold
- Tidsfaktor

Krefter i bergmassen som virker destabiliserende og påvirker disse forholdene er:

- For lave eller for høye spenninger
- Gravitasjonskrefter
- Sprekkevannstrykk
- Evt. svelletrykk

Det virker også krefter i bergmassen som virker stabiliserende mot de nevnte forholdene i bergmassen;

- Styrken til bergmassen
- Sprekkeplans skjærstyrke

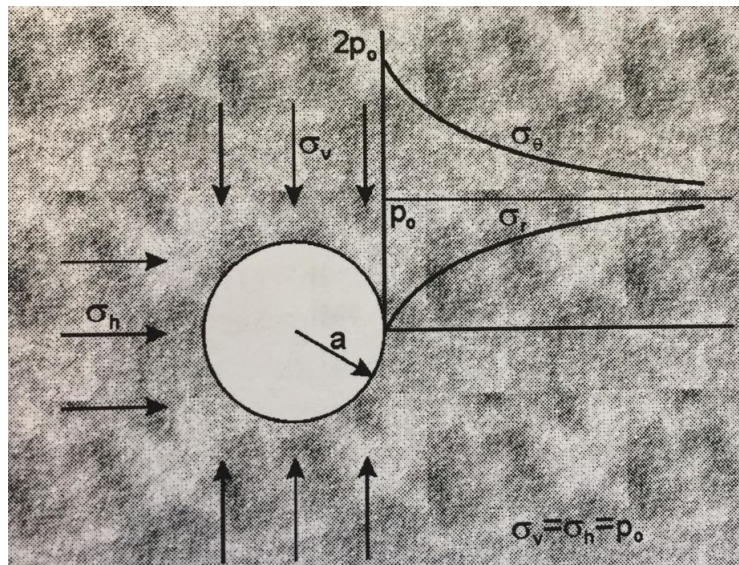
Disse kreftene og forhold kan føre til stabilitetsproblemer som utfall-, utpressing- og utvasking av bergmasser og avskalling i form av sprak og bergslag (Nilsen, 2016).

I videre delkapitler vil noen av de nevnte forholdene og stabilitetsproblemene bli videre beskrevet.

3.3.1 Spenningsfordeling

I en homogen, isotropisk og uforstyrret bergmasse vil in-situ spenninger være uniformt fordelt i bergmassen. Ved utgraving av en tunnel eller bergrom vil det imidlertid oppstå en spenningsomlagring i bergmassen rundt. Dette kalles sekundære spenninger. Dette gjelder for alle punkt som ikke ligger uendelig langt fra åpningen. Egenskapene til den opprinnelige bergmassen, og utformingen av bergrommene, har innvirkning på disse spenningsendringene. Spenningssituasjonen vil endre seg til å være anisotropisk, og tangential- og radialspenningene vil variere rundt åpningen, som vist på Figur

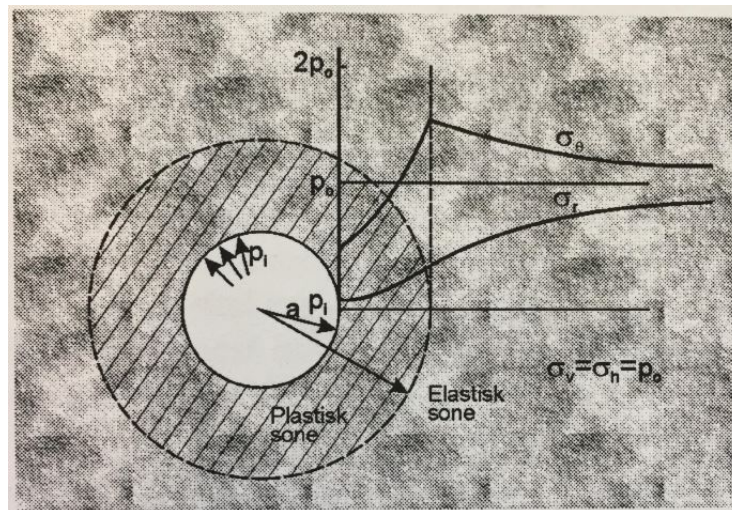
3.7. Det vil induseres en tangentialspenning som vil være opptil dobbelt så stor som originalspenningen rundt tunnelperiferien. Denne spenningsfordelingen gjelder for sirkulære åpninger med radius a , for et elastisk materiale med isotropisk spenningstilstand. Åpninger med annen geometri og materialtype vil kunne avvike fra denne spenningsfordelingen (Myrvang, 2001).



Figur 3.7: Opprinnelig spenningssituasjon rundt en sirkulær tunnelåpning. σ_θ = tangentialspenning og σ_r = radiell spenning (Myrvang, 2001).

Maksimal tangentialspenning vil opptre der den største hovedspenningen tangerer tunnelprofilen, mens den minste tangentialspenningen opptrer der den minste hovedspenningen tangerer tunnelprofilen. Strekkspenning induseres rundt tunnelåpningen vinkelrett på hovedspenningene. Det betyr at spenningen endrer seg rundt tunnelprofilen. Brudd kan oppstå både i strekk- og trykkområder hvis spenningene blir lav nok eller høy nok i forhold til styrken til bergarten. Dette kan ha store konsekvenser for stabiliteten rundt bergmassen, og vil diskuteres videre i Kapittel 3.3.2.

Bruddsonen som dannes rundt tunnelprofilen ved brudd får tilnærmet plastiske egenskaper over tid. Størrelse på bruddsonen vil avhenge av styrkeegenskaper og friksjon i bergmassen (Myrvang, 2001). Spenningsfordelingen rundt tunnelåpningen etter brudd vil endre seg til situasjonen illustrert på Figur 3.8.



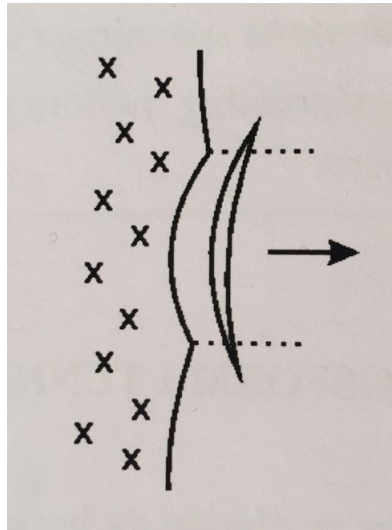
Figur 3.8: Spenningsfordeling etter at en plastisk sone er dannet. σ_θ = tangentialspenning og σ_r = radiell spenning (Myrvang, 2001).

3.3.2 Stabilitetsproblemer

Spenning- og deformasjonsforholdene som oppstår rundt tunnel- eller bergåpningen etter utgraving, kan skape ulike stabilitetsproblemer i bergmassen, som beskrevet i Kapittel 3.3.1. Problemene kan skilles mellom små-skala og stor-skala problemer. Små-skala problemer kan føre til små, lokale utfall som fører med seg små konsekvenser for bergrom og sikkerhet. Stor-skala problemer omfatter større deler av bergmassen som kan gi større konsekvenser for sikkerhet og stabilitet i bergmassen. Ulike stabilitetsproblemer vil i dette delkapitlet diskuteres basert på spenningsforhold og sprekkeforhold i bergmassen.

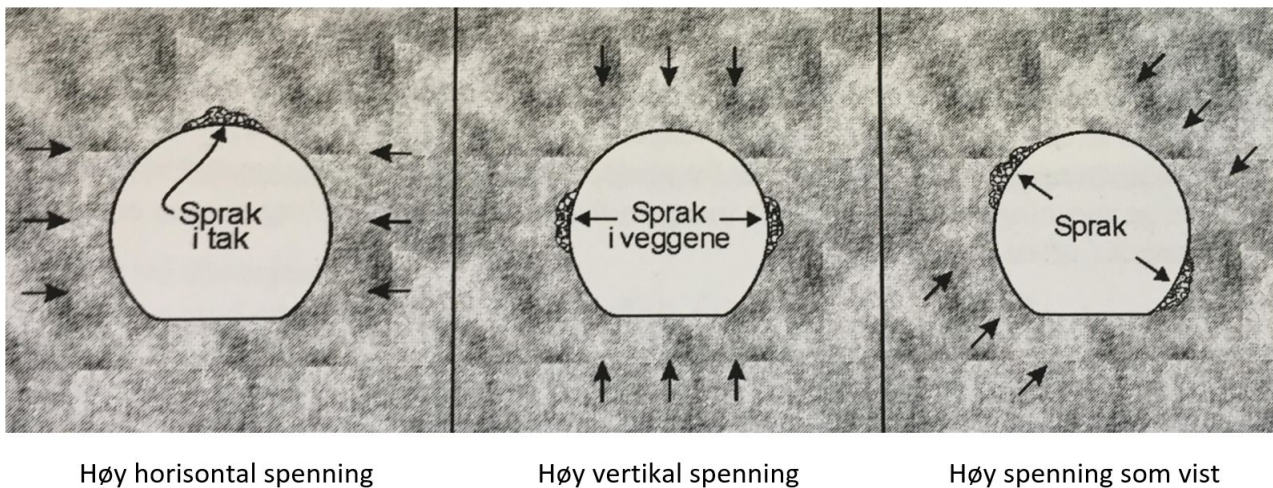
Stabilitetsproblemer knyttet til spenningsforhold

Rundt tunnelkonturen dannes det ofte to områder diametralt i forhold til hverandre, med høye tangentialspenning og to områder med lave tangentialspenning. I områdene med høye tangentialspenninger kan det oppstå spenningsrelaterte stabilitetsproblemer som bergslag, sprak og avskalling, hvis tangentialspenningen overskrider bergmassens styrke. Før spenningen overskrider styrken dannes det bruddplan tangentielt med bergrommet og parallelt med spenningsretningen. Bruddet kan lage lyd avhengig av størrelsen på sprekke-dannelsen, der store sprekker kan gi kraftige smell. Dette kalles sprak, og er vist på Figur 3.9 (Nilsen, 2016).



Figur 3.9: Sprak i massivt berg (Nilsen, 2016)

Figur 3.10 illustrerer ulike orienteringer til største bergspenning og hvor sprak kan oppetre i konturen basert på denne orienteringen.



Figur 3.10: Sprak ved ulike orienteringer av største bergspenning (Myrvang, 2001)

Bergslag er en betegnelse på virkelig store nedfall av bergmasser på grunn av høye spenningsforhold. I tillegg til bergslag, kan sprak og avskallinger, kalles for stor-skala stabilitetsproblemer. Problemene kan gi store konsekvenser for sikkerhet og stabilitet både under og etter driving. Det kan ta lang tid før stabile forhold oppnås i bergmassen igjen. Riktig bergsikring, i form av bolting, kan øke bergmassens selvbærende evne, og redusere risikoen for utfall (Nilsen, 2016).

Ved høyt spenningsnivå kan det også oppstå avskallinger på overflaten av tunnelkonturen, og det kan skje med stor fart. Vannforhold i bergmassen kan være en drivende faktor ved at det kan redusere bergmassens styrke. I bergmassen etterlates store hulrom etter slik avskalling. Dette kan føre til ustabile soner rundt hulrommene, som også kan forplante seg innover i bergmassen og føre til utfall og avskallinger i fremtiden (Nilsen, 2016).

Det kan også oppstå problemer knyttet til lave spenninger i bergmassen, som er typisk for grunnliggende tunneler. Spesielt hvis det utvikles strekkspenning kan det føre til dannelse av nye sprekker og riss samt åpning av eksisterende diskontinuiteter. Det er fordi bergmasser har liten mulighet for å motstå strekkspenninger på grunn av innhold av diskontinuiteter. Åpningen av diskontinuiteter kan gi økt permeabilitet i bergmassen, som kan føre til vannlekkasje og utvasking av sprekkemateriale. Dette kan redusere friksjonen på sprekkplanene og øke risiko for utglidninger (Nilsen, 2016).

Lave spenninger kan også føre til lav innspenning i bergmassen og blokkutfall i tunnelen. Gravitasjon er en drivende faktor og størrelsen på blokkene avhenger av hvor oppsprukket bergmassen er. I tillegg kan det utvikles dårlig buevirkning i bergmassen med fare for kollaps i hengen. Dette kan klassifiseres som et stor-skala stabilitetsproblem ved at det omfatter større deler av bergmassen rundt åpningen, og at det kan gi store konsekvenser i etterkant (Nilsen, 2016).

Ved medium spenningsforhold er spenningen høy nok til å opprettholde buevirksomhet i hengen. Buen holder bergmassen oppe og unngår at den kollapser. Det kan også oppstå bergtrykksproblemer hvis spenningen er anisotropiske (Nilsen & Palmström, 2000).

Tabell 3.1 gir en oppsummering av bruddmekanismene nevnt over for ulike spenningsforhold i bergmasser.

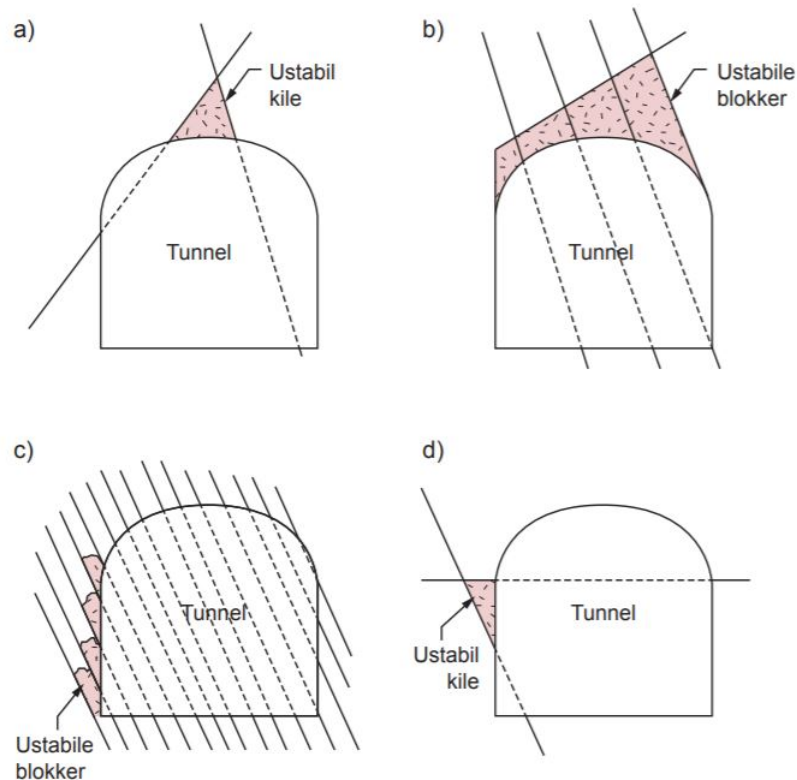
Tabell 3.1: Bruddmekanismer ved ulike spenningsforhold

Lav spenning og oppsprukket berg	Medium spenning	Høy spenning
<ul style="list-style-type: none"> - Utfall av blokker og kiler -Dårlig buevirkning med fare for kollaps -Typisk for grunnliggende tunneler 	<ul style="list-style-type: none"> - Spenning er høy nok til å beholde buevirksomhet -Mulige bergtrykksproblemer ved anisotrope spenninger 	<ul style="list-style-type: none"> -Spenningsinduserte brudd som sprak, bergslag og avskalling for sprø bergarter -Tidsavhengige deformasjoner for bergarter med plastiske egenskaper

Stabilitetsproblemer knyttet til sprekkforhold

Ved plassering av tunnel eller bergrom i oppsprukket bergmasse må orienteringen til sprekkeforhold vurderes i forhold til mulige stabilitetsproblemer de kan forårsake. Sprekker med strøk tilnærmet tunnelens akse, men med ulik fallretning, kan danne kiler i heng som vist på Figur 3.11a). Hvis det er en kombinasjon mellom tilnærmet vertikale og tilnærmet horisontale sprekker, kan en horisontal sprekk krysse over hengen og utløse nedfall i tunnelen, som illustrert på Figur 3.11b). I veggene kan sprekkplan som skjærer veggene opptre som et glideplan for ustabile blokker, som vist på Figur 3.11c). Stabiliteten til motstående vegger kan variere avhengig av retningen på sprekkeforholdene. En tilsvarende situasjon kan opptre hvis to sprekker krysser hverandre og danner en kile som kan gli ut. Situasjonen er illustrert på Figur 3.11d). Størrelsen på blokkene og kilene som kan gli ut, kan variere fra millimeternivå til store blokker på meternivå. Størrelsen har derfor stor betydning for om utfallene

vil skape små-skala eller stor-skala stabilitetsproblemer i tunnelen eller i bergmassen (NGI, 2015). Stabilitetsproblemene har også betydning for bergsikring som bør settes inn. Problemene må derfor kartlegges og tas hensyn til ved design av sikringssystem (NGI, 2015). Dette vil bli diskutert i Kapittel 3.5.



Figur 3.11: Stabilitetsproblemer forårsaket av sprekker med ugunstig orientering (NGI, 2015)

3.3.3 Tidsfaktor

Tidsfaktoren er en faktor som tar hensyn til at endringer i bergmassen ikke alltid oppstår momentant etter utgraving av tunnel, men gjerne over tid. Deformasjoner i bergmassen kan starte allerede opptil 1,5 tunneldiameter foran stoff ved driving, og maksimal deformasjon nås opptil 1,5 tunneldiameter bak stoff. Spenningene i bergmassen utløses langsomt over tid gjennom sprekke- og rissdannelser og andre typer deformasjoner. Det betyr at spenning- og deformasjonsforholdene endres over tid. I større dagbrudd, som omtales i denne masteroppgaven, vil spenningsforholdene endres lokalt etter hver salve som sprenges ut. Det vil ikke påvirke hele bergmassen da salvene har begrenset utstrekning.

Andre stabilitetsproblemer knyttet til tidsfaktoren er opparbeiding av svelletrykk i svakhetssoner med svellematerialer. Vanntilgangen øker ofte i tiden etter utspregning hvis bergmassen er vannførende. Da øker trykket over tid og kan føre til utpressing av bergmasser. De plastiske egenskapene til bergmassen har også betydning for deformasjon over tid, der økt plastiske egenskaper kan gi økt deformasjoner (Nilsen, 2016).

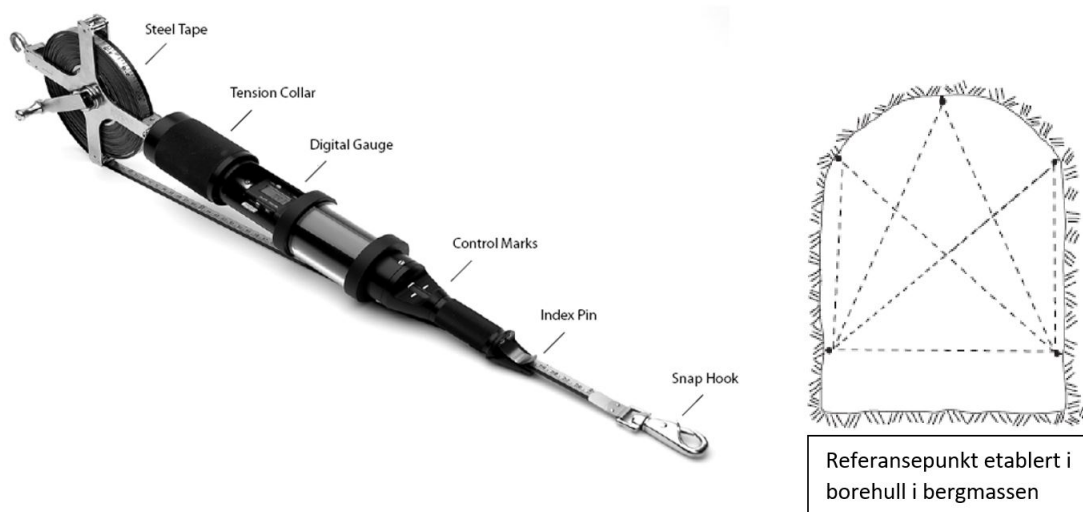
I RS2 viser modellene kun øyeblikkelige forhold som er uavhengig av tid. Resultater fra modellen kan sammen med feltobservasjoner og fysiske målinger brukes til å vurdere utviklingen av spenning- og deformasjonsforhold over tid.

3.4 Deformasjonsmåling

Utviklingen av deformasjonen i et tunnelprofil over tid er viktig å vurdere for å kunne forutse mulige stabilitetsproblemer i bergmassen. Deformasjon kan måles og vurderes ut ifra to metoder, som er mest brukt i nåtid. Det kan enten måles som konvergens mellom faste punkt i tunnelkonturen, eller ved å etablere et ekstensometer inne i selve bergmassen (Li, 2018).

Konvergens kan måles ved bruk av tape-ekstensometer som måler relativ avstand mellom referansepunkt i tunnelen, gjerne mellom heng-såle, vegg-vegg eller heng-vegg. Målingene utføres enkeltvis over tid og indikerer total deformasjon av bergmassen mot tunnelåpningen hvor målingene utføres. Metoden er illustrert på Figur 3.12. Konvergens betyr at deformasjonen øker mot tunnelåpningen og avstanden mellom referansepunktene avtar. Størrelsen på konvergens i tunnelen er avhengig av bergmassens elastiske egenskaper, E-modul, og tunneldimensjonen. Konvergens er sammensatt av både elastiske og plastiske deformasjoner i bergmassen. Konvergens kan klassifiseres som stor hvis den er større enn den elastiske delen (Li, 2018).

Divergens betyr at avstanden mellom referansepunktene øker, og tunnelprofilen ekspanderer. Konvergens er derimot mest kritisk da høy deformasjon mot tunnelåpningen kan føre til skvisning (squeezing), spesielt i svake bergarter. Ved jevnlig utførelse av konvergensmålinger kan deformasjon overvåkes over tid og mulige sikringstiltak kan vurderes fortløpende (Li, 2018).



Figur 3.12: Tape-ekstensometer og metode for konvergensmåling i tunnel (Li, 2018)

I RS2 kan innebygde funksjoner lage en grafisk utvikling av deformasjon mellom for eksempel heng-såle og vegg-vegg hvis modellen har flere steg. Konvergens og divergens kan regnes ut som summen av deformasjon i punktene som analyseres. Den grafiske utviklingen viser da hvordan deformasjon og konvergens endrer seg i modellen og sikring kan vurderes etter dette. Modellering i RS2 viser kun umiddelbar deformasjon som ikke er tidsavhengig. For å se trendutvikling av deformasjon og konvergens over tid bør fysiske målinger i felt utføres i tillegg.

Deformasjon kan også måles ved å etablere et ekstensometer inn i bergmassen. Da måles relativ deformasjon innover i bergmassen og utstrekning til bruddsonen kan måles. Målingen kan utføres over tid slik at deformasjonen kan overvåkes og sikringstiltak kan vurderes fortløpende. Dette er imidlertid en komplisert og dyr metode å bruke (Li, 2018).

3.5 Bergsikring

I dette delkapitlet vil det bli beskrevet kort om ulike typer bergsikring i tunnel og bergrom og hvordan sikringen samhandler med bergmassen. Formålet med bergsikring er å bevare bergmassens egen styrke for at den skal bli mest mulig selvberende. Avgjørelsen av hvilken type sikring som bør brukes må tas på bakgrunn av de ingeniørgeologiske forholdene i tunnelen, og mulige stabilitetsproblemer dette kan føre til (Nilsen, 2016).

3.5.1 Innvendig sikring

Innvendig sikring er sikring som installeres i bergmassen og vil forsterke bergmassen innvendig. Den mest vanlige typen innvendig sikring er bolter, og det kan skilles mellom konvensjonelle bolter og energi-absorberende bolter.

Konvensjonelle bolter

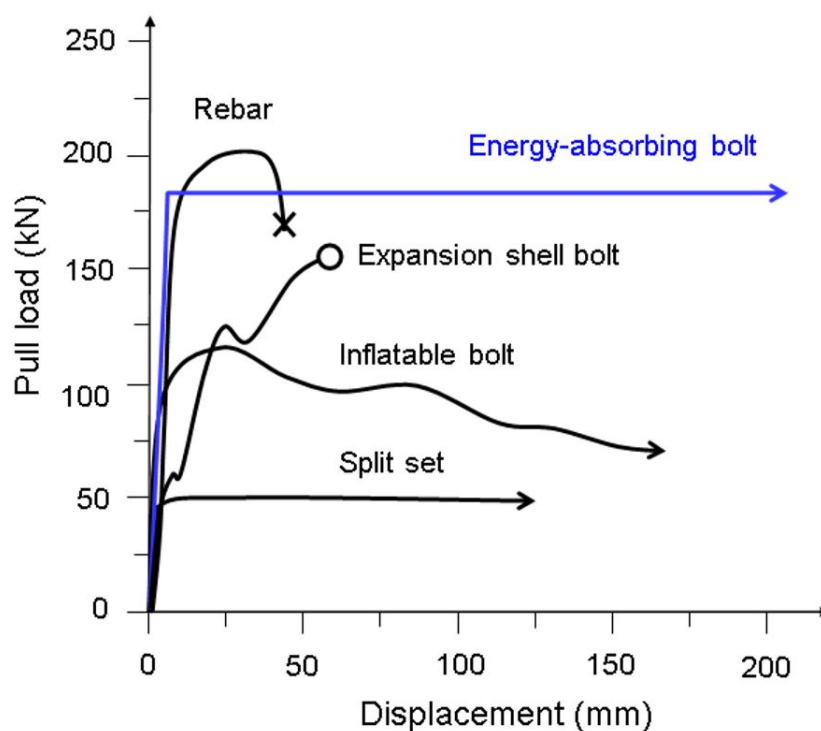
Konvensjonelle bolter kan brukes som både midlertidig og permanent sikring. *Midlertidig sikring*, eller øyeblikkelig sikring, brukes spesielt under driving av tunnel på stoff der boltene må kunne ta opp last øyeblikkelig. Dette sikrer ofte kun mot korttids-stabilitet. Et eksempel på en slik bolt er ekspansjonsbolt. Ekspansjonsbolter blir ofte forspent ved bruk av plate og mutter for kunne mobilisere friksjon og deformasjon øyeblikkelig etter innsetting. Boltene tilfører da overflaten en last når den blir forspent. Forspente bolter er ofte sensitive til rystelser i bergmassen og kan miste sin kapasitet hvis rystelsene blir for store. Friksjonsbolt er en annen type bolt som også fungerer som øyeblikkelig sikring. Den blåses opp med vann under høyt trykk og bidrar med friksjon langs hele boltelengden mellom stål og bergmassen. Friksjonsbolter har lav lastkapasitet, men kan motstå høy deformasjon fra bergmassen (Li, 2018).

Permanent sikring innsettes for å sikre langtidsstabilitet i bergmassen. Det stilles ulike sikkerhetskrav til ulike tunneler som det installeres i. Vanntunneler har for eksempel lavere sikkerhetskrav enn tunneler brukt av mennesker; veg- og jernbanetunneler. En av de mest vanlige boltene som blir brukt til permanent sikring, er innstøpte kamstålbolter (rebar bolt). Bolten blir innstøpt med mørtel langs hele boltlengden. Herdetiden på bolten avgjør når bolten kan starte å ta opp last. Ved bruk av sementmørtel vil det kunne ta opptil 24 timer, mens med polyestermørtel vil det kunne ta alt fra sekunder til 30 min, og bolten kan ta opp last tilnærmet umiddelbart. Bolten er karakterisert med høy lastkapasitet og lav deformasjonskapasitet, og omtales ofte som en stiv bolt. Bolten kan innsettes med eller uten plate og mutter (Li, 2020). CT-bolt er en kombinasjonsbolt som virker både som øyeblikkelig- og permanent sikring. Denne type bolt er en av de mest brukte boltene i dag i både veg- og jernbanetunneler (Nilsen, 2016).

Energi-absorberende bolter

Energi-absorberende bolter skiller seg fra konvensjonelle bolter ved at de absorberer deformasjonsenergi fra bergmassen gjennom glidning enten i mørtelen eller i ankeret de er festet i. D-bolt er en slik boltetype. Formålet med boltene er å sikre bergmasser med høye spenningskonsentrasjoner. Boltene kan brukes til permanent sikring og har høy deformasjonskapasitet. Ved energiabsorbering vil boltene deformeres mindre konvensjonelle bolter, som er effektivt for å hindre bergmassebevegelse. Vanlige konvensjonelle bolter har liten energi-absorberende kapasitet (Li, 2018).

Figur 3.13 viser en oversikt over last- og deformasjonsegenskapene til noen av de konvensjonelle- og energi-absorberende boltene.



Figur 3.13: Last- og deformasjonsegenskaper til noen konvensjonelle- og energi-absorberende bolter (Li, 2018)

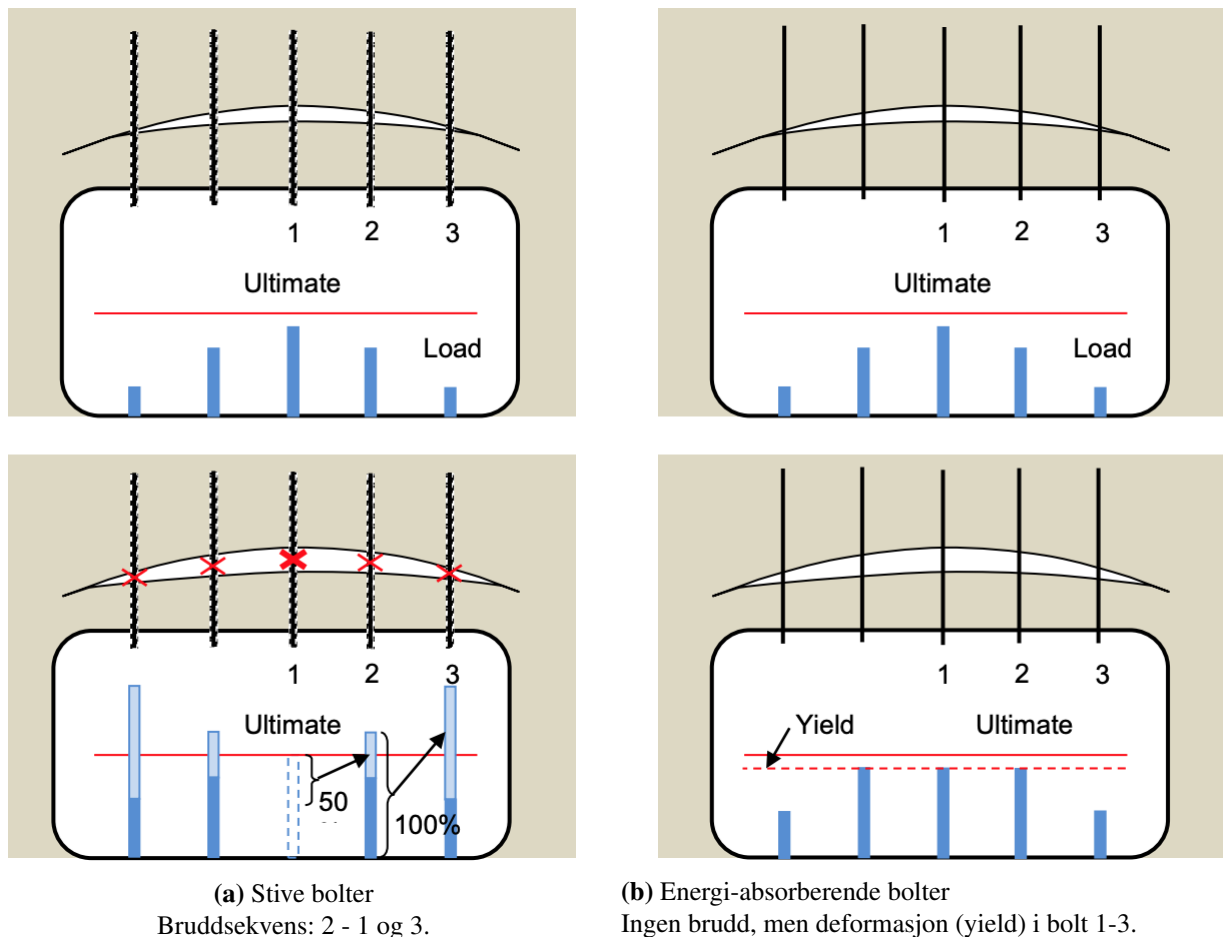
Installering av bolter

Tidspunktet for installering av bolter og annen bergsikring kan anslås etter Ground Responsive Curve (GRC) og Support Characteristic Curve (SCC). Grafene er basert på trykk og deformasjon i bergmassen. Installering av sikring enten for tidlig eller for sent i forhold til likevekt mellom trykk og deformasjon, kan få konsekvenser for sikringen innsatt. Hvis sikringen blir innsatt for tidlig vil sikringen kunne kollapse på grunn av deformasjonen fra bergmassen, og blir den satt inn for sent vil den ikke ha en stabiliserende effekt (Li, 2018).

Installering av bolter i tunnel, eller andre bergrom, kan utføres etter to hovedprinsipper:

- Systematisk bolting i et bestemt mønster
- Spredt bolting for å sikre enkelte ustabile blokker

Ved systematisk bolting vil boltene jobbe sammen for å styrke bergmassen. Boltene er ofte ikke påkjent samme størrelse på last, og noen bolter er ofte mer belastet enn andre i systemet. Ved innsetting av stive bergbolter (fullt innstøpte bolter) i et system vil ofte boltene med høyest last gå i brudd først. Lasten blir deretter overført på de resterende boltene, som vil gå i brudd én etter én når maksimal lastkapasitet er nådd per bolt. Dette vil til slutt kunne føre til kollaps av bergmassen. Ved bruk av energi-absorberende bolter vil den mest belastede boltene ikke gå i brudd, men vil deformeres når lastkapasiteten er nådd. Da overføres lasten på de resterende boltene. I ekstreme tilfeller vil alle boltene deformeres, og ta opp like stor last, men bergmassen vil fortsatt være stabil (Li, 2018). Illustrasjonen på Figur 3.14 viser konsekvenser ved systematisk bolting med bruk av stive- og energi-absorberende bolter.



Figur 3.14: Konsekvenser ved systematisk bolting i undergrunnen med stive- og energi-absorberende bolter (Li, 2018).

Det finnes ulike system for innsetting av systematisk bolting etter hva behovet i bergmassen er. Suspensjonsbolting og bueforsterkende bolting er eksempler på to ulike system som kan brukes.

Ved sikring av kun enkelte blokker brukes permanent sikring med stor nok kapasitet til å tåle lasten av blokken som kan falle ut (Li, 2018).

3.5.2 Utvendig sikring

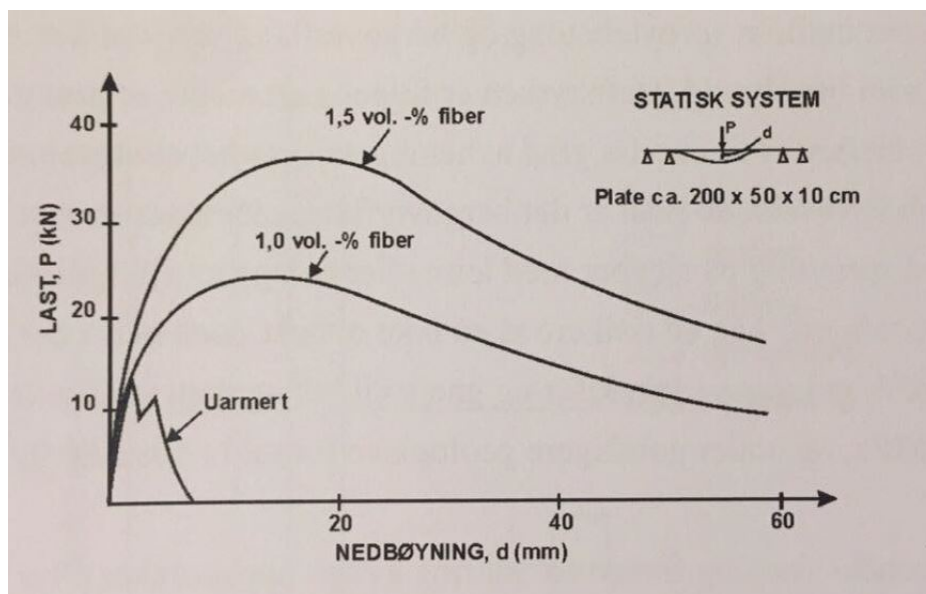
Utvendig sikring installeres på overflaten av bergmassen for å hindre utfall og bevegelser fra bergoverflaten. Dette kan være for eksempel sprøytebetong, betongbuer, full utstøping og sikkerhetsnett. Betongbuer og full utstøping kan brukes ved krysning av soner med dårlig bergkvalitet, mens sprøytebetong og sikkerhetsnett brukes ved risiko for kun små utfall fra bergmassen (Nilsen, 2016). Ulike typer sprøytebetong vil beskrives videre i dette delkapitlet da dette er mest relevant i denne masteroppgaven.

Sprøytebetong

Sprøytebetong er en utvendig sikring som kan virke som både øyeblikkelig og permanent sikring. Det påføres ofte på oppsprukket bergmasse der det er fare for utfall som kan påføre skade på mennesker, utstyr eller fremkomstmidler. Sprøytebetong påføres ofte i kombinasjon med bolter for å sikre både utvendig- og innvendig stabilitet i bergmassen. Utvendig sikring, iform av sprøytebetong, påvirker ikke spenning- og deformasjonsforholdene i bergmassen (Li, 2018).

Det skilles mellom uarmert- og fiberarmert sprøytebetong der fiberarmert sprøytebetong står for mer enn 90% av sprøytebetongforbruket i Norge i dag. Fibrene tilfører økt seighet (bruddenergi) til betongen som betyr at etter brudd i sprøytebetongen vil den fortsatt kunne deformeres/nedbøyes ved påføring av last fra bergmassen. Den kan derfor fortsette å hindre utfall fra bergmassen etter den har gått i brudd. Plastfiber benyttes i økende grad i dagens sprøytebetong for å hindre korrosjon, som kan oppstå ved bruk av stålfiber (Nilsen, 2016).

Uarmert sprøytebetong vil ikke kunne nedbøyes stort etter brudd, og vil sprekke opp. Sprøytebetongen vil derfor miste sin evne til å hindre utfall kort tid etter brudd. Derfor er ikke denne typen like vanlig å bruke i dag (Nilsen, 2016). Last/nedbøyingskurve for både uarmert- og fiberarmert sprøytebetong er vist på Figur 3.15.



Figur 3.15: Last/nedbøyingskurve for uarmert- og fiberarmert sprøytebetong med ulike mengder fiber. Fra Kompen (1989) og Nilsen (2016).

Kapittel 4

Stabilitetsanalyse av dagens forhold

I dette kapitlet vil det utføres en stabilitetsanalyse av bergmassen rundt produksjonstunnelen basert på dagens forhold, per januar 2020. Dagens forhold innebærer overdekning og antatt spennings- og deformasjonsforhold i bergmassen slik det er i dag. Det er valgt å bruke programvaren RS2 og FEM til å utføre analysen, basert på teori gjennomgått i Kapittel 3.1. I tillegg baseres analysen på observasjoner fra feltarbeid sommeren 2019.

Analysen i RS2 vil utføres på to ulike tverrsnitt av tunnelen der det er sannsynlig at overdekningen vil reduseres i fremtiden på grunn av uttak i dagbruddet. I Kapittel 5 vil de samme tverrsnittene analyseres ved fremtidig reduksjon i overdekning. Basert på resultatene fra stabilitetsanalysen av dagens- og fremtidens forhold kan mulige stabilitetsproblemer oppdages og vurderes, og sikringstiltak kan anbefales. Oppbygging av modellene i RS2, og utføringen av selve stabilitetsanalysen, vil utdypes videre i dette kapitlet.

4.1 Fra kart til modell

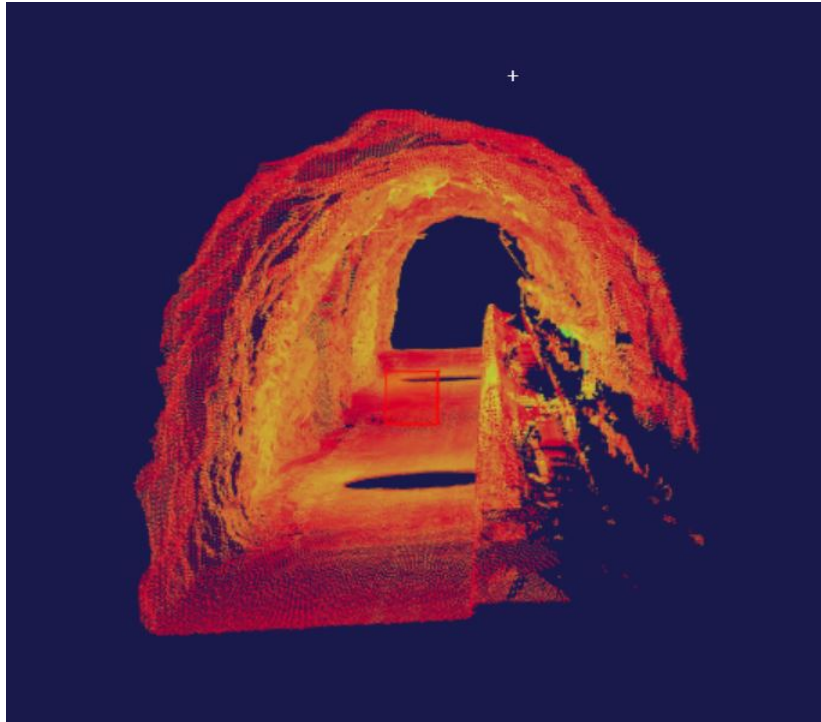
Innledningsvis ble det nevnt at det er valgt å utføre analysen i RS2 på to ulike tverrsnitt i tunnelen der det er sannsynlig at overdekningen vil reduseres i fremtiden. Posisjonen til de to tverrsnittene ble diskutert med sprengningsansvarlig på Vassfjell Pukkverk, Birger Skaret (Skaret, 2020). Tverrsnittene som ble valgt har ulik overdekning og topografi ved dagens situasjon. Dette var ønskelig da analysen vil kunne beskrive ulike spenningsforhold i bergmassen.

Et topografisk kart over dagbruddet ble brukt for å få en oversikt over topografien over tunnelen og der tverrsnittene skulle settes. Kartet er vist på Vedlegg B. Tunnelløpet er markert på kartet som snitt A-A' og et lengdeprofil med topografi over tunnelen er utarbeidet på Vedlegg C. De to valgte tverrsnittene av tunnelen er markert på Vedlegg B, som snitt B-B' og C-C', ved henholdsvis ca. 106 og 143 m innover i tunnelen. Utstrekning til tverrsnittet ble valgt til 100 m vinkelrett på tunnelløpet med

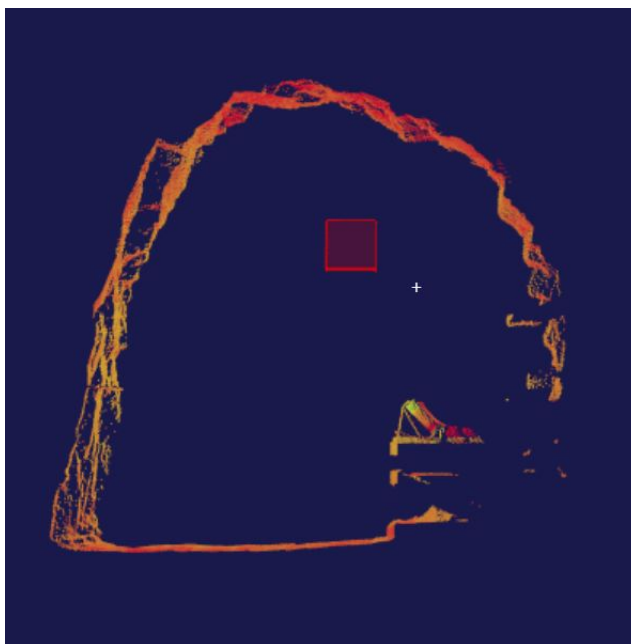
50 m utstrekning på hver side av midtpunktet i tunnelen. Denne utstrekningen ble valgt for å kunne vurdere påvirkningen av reduksjon i overdekning på et større område rundt tunnelen i fremtiden.

Tunnelkontur fra 3D-modell

Fra 3D-modellen som ble laget av tunnelen, nevnt i Kapittel 2.2, ble det laget to plane tverrsnitt på samme lokasjon som snitt B-B' og C-C' er tatt fra. Disse tverrsnittene ble videre importert til RS2 og brukt til å tegne av konturen i modellvinduet. Da vil den nøyaktige konturen kunne brukes i analysen. Tverrsnittene er vist på Figur 4.1 og 4.2 for henholdsvis snitt B-B' og C-C'.



Figur 4.1: Tunnelprofil av snitt B-B' fra 3D-modell.

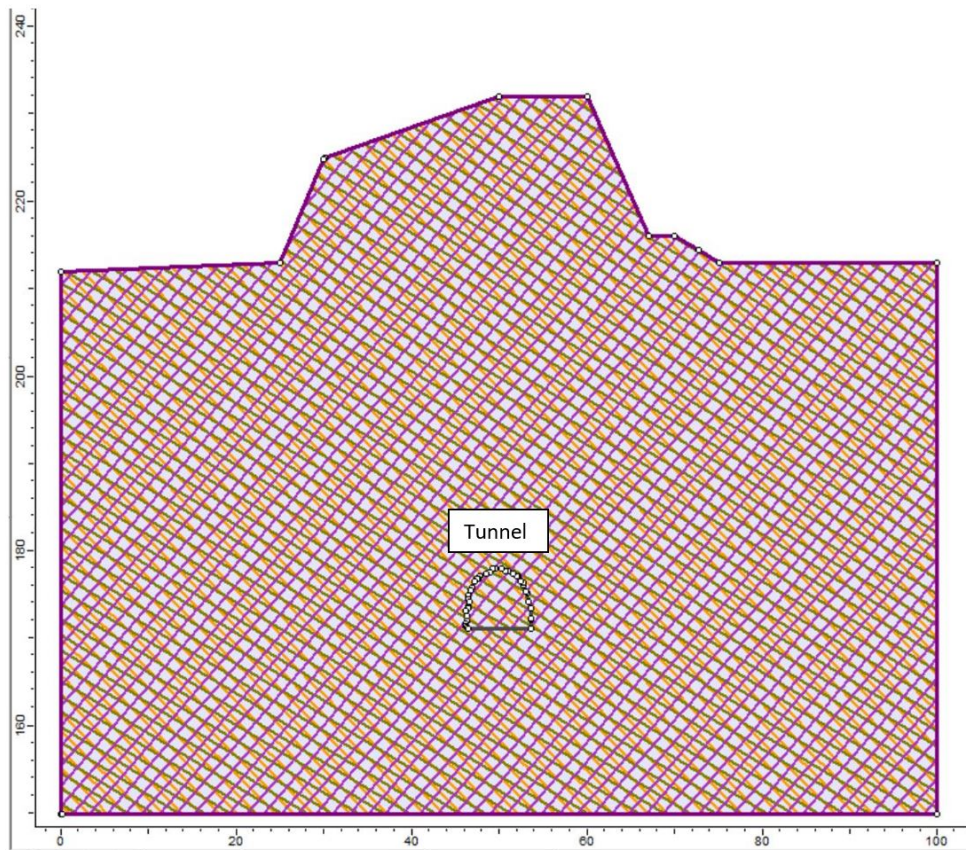


Figur 4.2: Tunnelprofil av snitt C-C' fra 3D-modell.

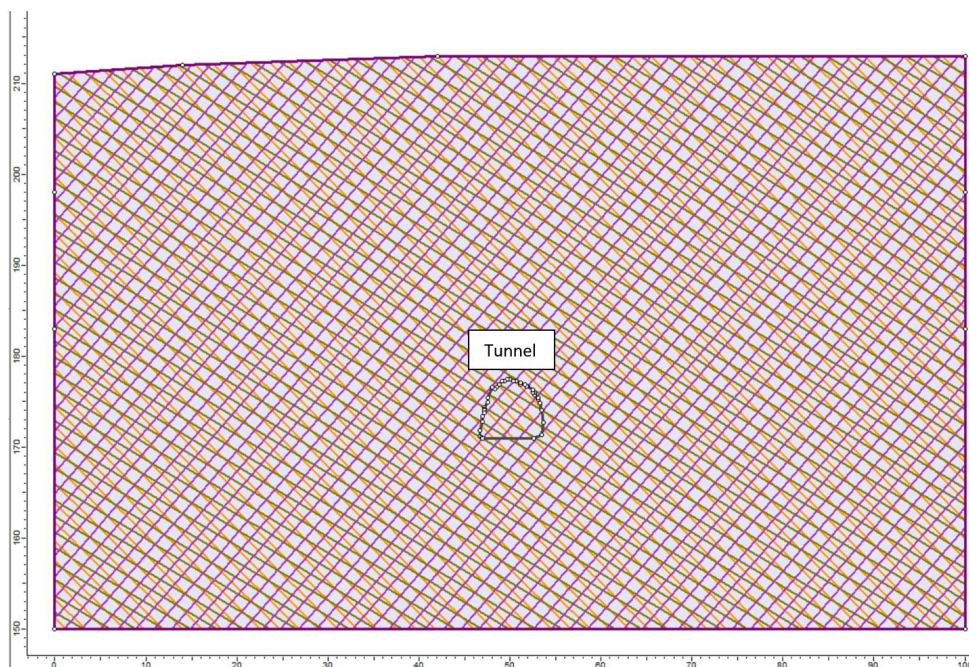
Topografisk modell i RS2

I RS2 ble det laget topografiske modeller av de to tverrsnittene, basert på det topografiske kartet på Vedlegg B, som vil bli brukt i analysen. Størrelsen på selve tunnelprofilene er tilnærmet like store i snitt B-B' og C-C' og har et spenn ca. 6,5 m. Tunnelkonturene har opprinnelse fra 3D-modellen som vist på Figur 4.1 og 4.2. Koordinatsystemet i modellen er satt til å være likt som i felt, der y-aksen representerer m.o.h. og x-aksen er utstrekning i meter. Sålen i tunnelen er satt til $y = 171$ m.o.h. som ble målt med totalstasjon. Tunnelen er drevet ut horisontalt som betyr at sålen er på samme høydekote i begge tverrsnitt. Overdekningen over tunnelprofilene følger topografien til tverrsnittene fra det topografiske kartet. Maksimal overdekning i snitt B-B' er på 54 m med overflaten på maksimal høydekote 232 m.o.h. I snitt C-C' er overflaten på maksimalt høydekote 213 m.o.h med maksimal overdekning på 35 m til tunnelen.

Modellene er vist på Figur 4.3 og 4.4, for henholdsvis snitt B-B' og C-C'.



Figur 4.3: Modell av snitt B-B' i RS2 før utgraving av tunnelprofilen. Innsatt sprekksett: SP1= oransje sprekker, SP2= grønne sprekker, SP3= lilla sprekker. y-aksen er oppgitt som m.o.h. og x-akse i m.



Figur 4.4: Modell av snitt C-C' i RS2 før utgraving av tunnelprofilen. Innsatt sprekksett: SP1= oransje sprekker, SP2= grønne sprekker, SP3= lilla sprekker. y-aksen er oppgitt som m.o.h. og x-akse i m.

Størrelsen på modellvinduet er satt til å være 50 m utstrekning fra tunnelveggene, og 20 m under

tunnelsålen. Modellstørrelsen må være tilstrekkelig stor for å kunne vurdere hvordan utgravingen av tunnelprofilet påvirker bergmassen rundt. I tillegg er det viktig at deformasjonen av bergmassen ikke skal overskride det definerte området. Det er anbefalt en minimum størrelse på modellvinduet på 2-3x tunneldiameter, men et større forhold kan også brukes, som i dette tilfellet (Hoek, 2007).

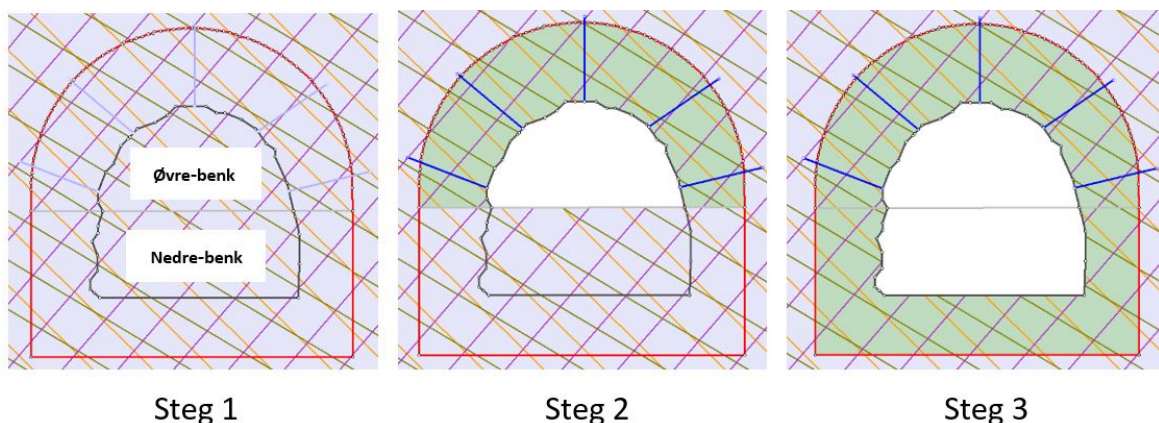
De tre hovedsprekkesettene, SP1, SP2 og SP3, fra Tabell 2.2, er innsatt i modellen. Alle inngangsparametere brukt i modellene vil bli videre diskutert i Kapittel 4.2.

Grensebetingelser settes rundt modellen for å bestemme hvordan deformasjon kan opptre langs grensene. På overflaten av modellen vil bergmassen fritt kunne bevege seg i både x- og y-retning da overflaten er fri. Langs sidene i modellen tillates det kun bevegelse i y-retning, og langs bunnen tillates det kun bevegelse i x-retning. Disse grensebetingelsene er satt for å unngå kompresjon eller ekspansjon utenfor modellen som ikke er definert.

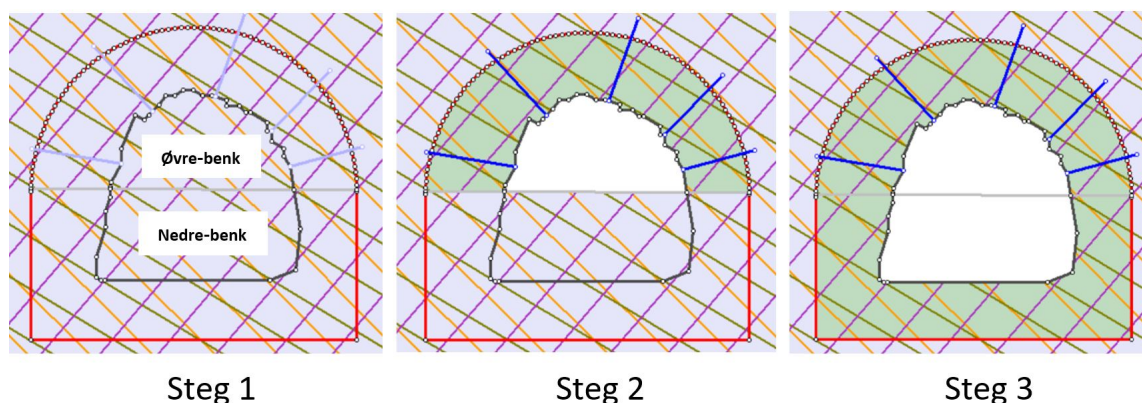
For å diskretisere modellene er det brukt integrerte *default*-verdier i programvaren. I modellen ble det da brukt seks-nodede trekantelementer, med gradert mesh, som vil gi en mer nøyaktig og detaljert analyse enn tre-nodede trekantelementer (Myrvang, 2001). Graderingsfaktor og antall noder er satt til henholdsvis 0.1 og 110.

Utgravingssekvens av tunnelprofil

Modellen av snitt B-B' i RS2 er inndelt i syv steg fra opprinnelig bergmasse til utgraving av tunnelprofilet (steg 1-3) og reduksjon i overdekning (steg 4-7). I snitt C-C' er modellen delt inn i fem steg der steg 1-3 utgjør opprinnelig bergmasse til utgravd tunnelprofil. Steg 4-5 er reduksjon i overdekning. I dette kapitlet er det kun steg 1-3 som vil bli omtalt for begge modellene, da steg 3 representerer dagens situasjon. Utgravingssekvensen av tunnelprofilene fra steg 1-3 er vist på Figur 4.5 og 4.6 for henholdsvis snitt B-B' og C-C'.



Figur 4.5: Utgravingssekvens av tunnelprofilet i snitt B-B' i steg 1-3 fra venstre mot høyre. Grønt område er forstyrret sone fra utgraving.



Figur 4.6: Utgravingssekvens av tunnelprofilen i snitt C-C' i steg 1-3 fra venstre mot høyre. Grønt område er forstyrret sone fra utgraving.

Steg 1 viser den opprinnelige bergmassen før utgraving.

I **steg 2** blir øvre-benk av tunnelprofilen sprengt ut. Det settes inn systematisk bolting med 3 m lange bolter med bolteavstand på 2 m i heng umiddelbart. En sone på ca. 2 m rundt det utsprengte profilet blir definert som en forstyrrelsessone knyttet til sprengningen. Grensen til sonen er markert i rød farge, mens grønn farge representerer forstyrret bergmasse.

I **steg 3** blir nedre-benk sprengt ut og en tilsvarende forstyrret sone rundt tunnelprofilen blir definert. Dette steget representerer dagens situasjon.

Det er valgt å ta med utgravingssekvensen i modellen for å få med deformasjon- og spenningsendringer som har oppstått i bergmassen etter utgraving, og som definerer dagens forhold i bergmassen. Utgravingen utføres i to steg istedenfor ett, da RS2 er et 2D- og ikke et 3D-program. Deformasjonen som oppstår i bergmassen tas høyde for ved å utføre utgravingen i flere steg.

4.2 Inngangsparametere

Inngangsparameterne i modellen i RS2 er basert på teori beskrevet i Kapittel 3.2.2. Parameterne er gjeldene for både snitt B-B' og C-C', da snittene representerer samme bergmasse. Delkapitlet deles inn i bergmasseparametere, sprekkeparametere og bolteparametere som vil beskrives i egne avsnitt.

Bergmasseparametere

I denne seksjonen vil bergmasseparametere, som er innsatt i RS2, bli beskrevet. En oppsummering av alle parameterne er presentert i Tabell 4.1 for uforstyrret bergmasse og forstyrret sone.

Tabell 4.1: Inngangsparametere i RS2 for uforstyrret bergmasse og forstyrret sone rundt tunnelprofilen.

Parameter	Verdi bergmasse	Verdi forstyrrelsessone	Utregnet fra
GSI	41	41	Felt
D	0	0,2	Tabell i Parameter-kalkulator
m_i	27	27	Tabell i Parameter-kalkulator
ν	0,32	0,32	Laboratoriet
γ	0,0305 MN/m ³	0,0305 MN/m ³	Laboratoriet
σ_{ci}	249 MPa	249 MPa	Laboratoriet
E_i	87650 MPa	87650 MPa	Laboratoriet
mb	3,28	2,59	Parameter-kalkulator
s	0,001	0,0009	Parameter-kalkulator
a	0,51	0,51	Parameter-kalkulator
E_{rm}	14983 MPa	11156 MPa	Ligning 3.14
GSI_r	26	26	Ligning 3.15
m_r	1,92	1,43	Parameter-kalkulator
s_r	0,0003	0,0001	Parameter-kalkulator
a_r	0,53	0,53	Parameter-kalkulator
E_{rm} (residual)	5564 MPa	4392 MPa	Ligning 3.14

I RS2 er det valgt å bruke Generalisert Hoek-Brown bruddkriterium, Ligning 3.3, for å beskrive styrken og brudd i bergmassen. Dette bruddkriteriet ble valgt fremfor Mohr-Coulomb da det er basert på en stor mengde data og tar for seg ulineære forhold i bergmassen som er sannsynlig i virkeligheten (Li, 2018). Ved bruk av den integrerte programvaren i RS2, Parameter-kalkulator basert på GSI, ble det utregnet peak- og residualverdier til Hoek-Brown parameterne m_b , s og a samt deformasjonsmodulsen E_{rm} og GSI. Utregningene er basert på parametere funnet ved felt- og laboratoriearbeid samt innebygde ligninger i programvaren, beskrevet i Kapittel 3.2.2.

GSI-verdien til bergmassen i felt varierte mellom 41-55 som vil si at det var noe varierende kvalitet på bergmassen. I RS2 blir den laveste verdien, GSI= 41, brukt for å modellere den laveste kvaliteten til bergmassen. Dette ble bestemt i samråd med veileder Li (2020) da hele intervallet til GSI, 41-55, tilsvarer middels god kvalitet i følge Marinos et al. (2007). Det ville derfor ikke utgjøre store forskjeller i resultat ved å bruke en annen verdi innenfor intervallet. I RS2 regnes det også ut residualverdier for GSI og bergmasseparameterne, som betyr at bergmassen oppfører seg som et tilnærmet elastisk-sprøtt materiale, basert på Figur 3.6. Gabbro har høy E-modul og høy σ_{ci} -verdi, oppgitt i Tabell 4.1, for intakt berg. Dette ble målt på laboratorium og karakteriserer bergarten som svært hard og sprø (Li, 2018). I virkeligheten oppfører nok bergmassen rundt tunnelen seg mer som et *strain-softening* materiale, da GSI-verdien tilsvarer middels god kvalitet. Da bergmassen i dagbruddet har flere tette sprekkesett vil både GSI og Generalisert Hoek-Brown kriteriet være gyldig, basert på Figur 3.5.

Spenningsfordelingen i bergmassen er påvirket av gravitasjonsspenninger i vertikal retning da overdekningen er lav og spenningen ikke er konstant ned til tunnelen. Tettheten til gabbro ble målt til $\rho = 0,0305 \text{ kg/m}^3$ på laboratorium. σ_v varierer med vekten til overliggende bergmasse, definert av Ligning 3.7. Det har ikke blitt utført bergspenningsmålinger i tunnelen og σ_h er ukjent i bergmassen. Forholdstallet, k , mellom σ_h og σ_v er derfor også ukjent. Det antas at $\sigma_h < \sigma_v$ på grunn av lav overdekning, og spenningsforholdet er derfor satt til $k = 0,75$ i modellen.

Forstyrrelsesfaktoren, D , ble satt til $D = 0,2$ i en sone på ca. 2 m rundt tunnelåpningen etter retningslinjer på Figur 3.4, og befaring i felt. Denne sonen er markert i grønn farge på Figur 4.5 og 4.6 for snitt B-B' og C-C'. Innenfor denne sonen antas det at bergmassen er mer oppsprukket enn i resten av bergmassen på grunn av sprengning av tunnelprofilen. Forstyrrelsessonen utgjør derfor et svakere materiale enn bergmassen rundt som blir tilegnet verdien $D = 0$.

Volumutvidelsesparameteren, dilatasjon, ble satt til 0 i samråd med Trinh (2020) for å simplificere modellen.

Det er valgt å ikke legge inn grunnvannsforhold i modellene da det ikke var synlige vannforhold på overflaten i dagbruddet og kun spredt drypp inne i tunnelen (Hansen, 2019). Svakhetssoner er heller ikke modellert på grunn av ukjent utstrekning og egenskaper, som nevnt under begrensninger i oppgaven.

Sprekkeparametere

I felt ble det kartlagt tre hovedsprekkesett, SP1, SP2 og SP3, som legges inn i modellen for både snitt B-B' og C-C'. I RS2 innsettes sprekkese sett som fall og fallretning istedenfor strøk og fall. Strøkretningen må derfor legges til eller trekkes fra 90° , for omgjøring til fallretning. Sprekkesettene, som ble funnet i felt, er oppgitt som et intervall for strøk og fall på sprekkerosen på Figur 2.5. Ved omgjøring til fallretning brukes gjennomsnittsverdien av dette intervallet, rundet opp til heltall. I følge sprekkerosen står ikke SP1 og SP3 vinkelrett på tunneløpet, og da må sant fall endres til tilsynelatende fall. Dette utføres ved bruk av skjema for utregning av tilsynelatende fall oppgitt i Vedlegg D. SP2 står vinkelrett på tunneløpet og tilsynelatende fall er derfor likt sant fall. Tabell 4.2 viser en oversikt over omgjøring fra strøk/fall til tilsynelatende fall/fallretning som settes inn i RS2.

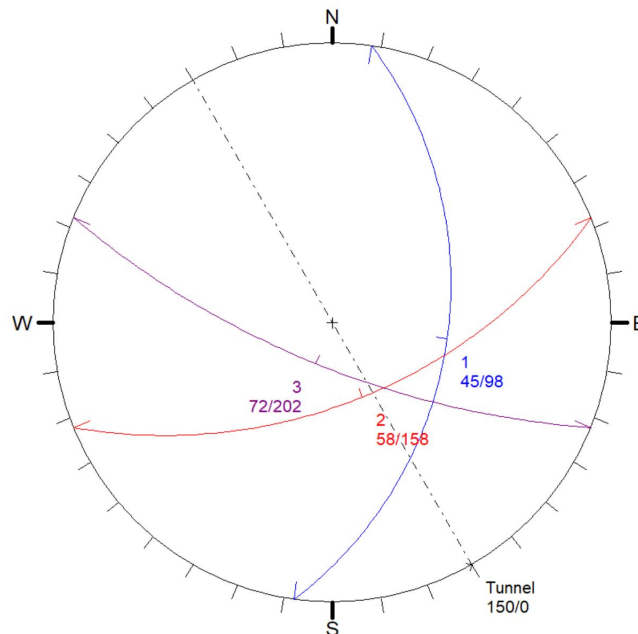
Tabell 4.2: Omgjøring fra strøk og fall til tilsynelatende fall og fallretning for sprekkese sett 1-3 fra Figur 2.5.

Sprekkese sett	Strøk/fall ($^\circ$)	Tilsynelatende fall ($^\circ$)	Fallretning($^\circ$)	Innsatt i RS2($^\circ$)
1	000-015/40-70	45	098	45/098
2	060-075/40-75	-	158	58/158
3	105-115/70-85	72	202	72/202

Fall og fallretning for sprekkese sett 1-3 kan plottes inn på et stereonett for å få en oversikt over hvordan fallretningen er i forhold til tunnelretningen. Dette er illustrert på Figur 4.7. Programvaren

UnWedge kan brukes til å vurdere mulige kil-dannelser mellom sprekkesett som kan føre til utfall i bergmassen (Rocscience, uåc). Det ble ikke utført analyser ved bruk av programvaren i denne masteroppgaven.

Basert på stereonetet i Figur 4.7 er det mulighet for kil-dannelse i heng med fallretning mot NØ langs tunneløpet.



Figur 4.7: Stereonett med markerte sprekkesett 1-3 målt i fall- og fallretning. Tunneløpet er markert med stippet linje.

Sprekkesettene ble også vurdert for styrke- og friksjonsparametere basert på Barton-Bandis bruddkriterium, nevnt i Kapittel 2.2. Dette er parameterne JCS , JRC , ϕ_r . De settes inn i RS2 for å beskrive sprekkeforholdene i modellen. I tillegg innsettes parameterne normalstivhet (k_n) og skjærstivhet (k_s), utregnet fra ligninger presentert i Kapittel 3.2.2. En oppsummering av de innsatte sprekkparametere i RS2 er presentert i Tabell 4.3.

Tabell 4.3: Sprekkeparametere innsatt i RS2

Parameter	Verdi	Utregnet fra
JCS	141	Felt
JRC	4	Felt
ϕ_r	27,4	Laboratoriet
Normalstivhet (k_n)	12047,8	Formel 3.20
Skjærstivhet (k_s)	4563,5	Formel 3.21

Bolteparametere

Ved befarings i tunnel ble det observert spredt sikring i form av bolter og sprøytebetong. Boltene ble kun observert i heng langs hele tunnelstrekningen, mens sprøytebetong kun ble observert rundt påhugget og sjaktåpningen innerst i tunnelen. Det finnes ingen data og informasjon hos Franzefoss om sikringen som er innsatt i tunnelen, men det ble allikevel valgt å sette inn systematisk bolting i modellene i RS2, for å simulere virkeligheten. Bolteparameterne er kun basert på antagelser på grunn av mangelfull informasjon.

I samråd med veileder Li (2020), og basert på teori fra Kapittel 3.5, ble det valgt å bruke innstøpte kamstålbolter på 3 m med 2 m bolteavstand i modellene. Dette er vanlige bolter å bruke som permanent sikring og det er sannsynlig at slike bolter er brukt i tunnelen. Kamstålbolter har også stor lastkapasitet (Li, 2018).

Styrken til boltene er basert på Ø25 mm kamstålbolter og det antas en elastisk-plastisk materialmodell for boltene. Bruddlast antas derfor å være lik flytlast. Tettheten til stål er basert på tettheten til kamstål B500NC, og E-modulen er basert på typiske verdier for stål (Vik Ørsta, 2020). En oversikt over inngangsparameterne for boltene innsatt i RS2 er presentert i Tabell 4.4.

Innsatt systematisk bolting i modellene i RS2 er vist på utgravingssekvensene for snitt B-B' og C-C' på henholdsvis Figur 4.5 og 4.6.

Tabell 4.4: Inngangsparametere til bolter i RS2

Parameter	Verdi
Bolte diameter	25 mm
Boltelengde	3 m
Bolteavstand	2 m
E-modul	200 000 MPa
Strekkestyrke	0,22 MN
Residual strekkstyrke	0,22 MN
”Out-of-plane spacing”	2 m
”Pre-tensioning force”	0

4.3 Snitt B-B'

I dette delkapitlet vil det bli utført stabilitetsanalyse av snitt B-B' for dagens forhold i RS2 med inngangsparametere som beskrevet i Kapittel 4.2. I Kapittel 4.5 vil resultatet fra analysen, sammen med resultat fra snitt C-C', diskuteres i forhold til mulige stabilitetsproblemer som kan oppstå ved dagens forhold.

4.3.1 Analyse

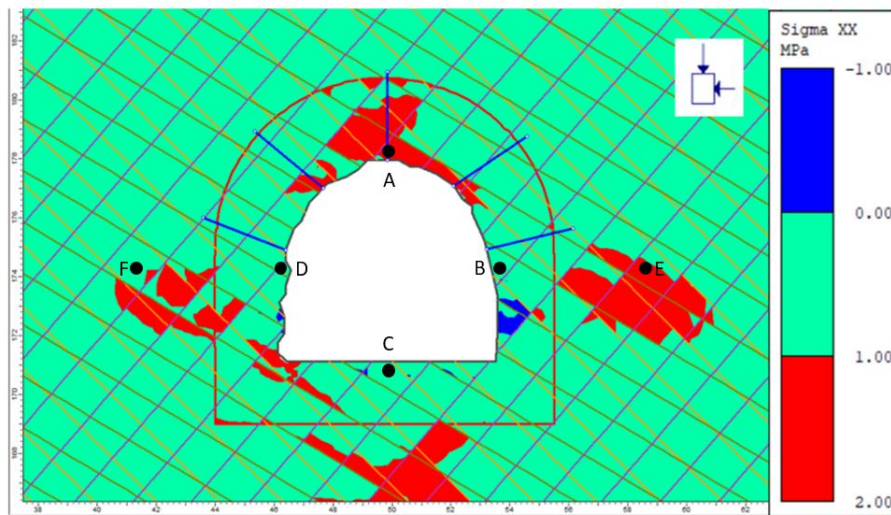
Stabilitetsanalysen ved dagens forhold i snitt B-B' vil utføres med bakgrunn i steg 3 i modellen på Figur 4.3. I dette steget er tunnelen ferdig utgravd og overdekningen er lik som i dag, per januar 2020. I analysen er det valgt å analysere horisontal- og vertikalspenninger, kalt σ_{xx} og σ_{yy} i RS2, og vertikal- og horisontal deformasjon. Det er valgt å vurdere horisontal- og vertikal spenninger istedenfor hovedspenningene, σ_1 og σ_3 , da hovedspenningene varierer rundt tunnelprofilen i form av vertikal- og horisontalspenninger.

Utvikling av bruddsone rundt tunnelprofilen og deformasjon av kontur vil diskuteres i sammenheng med spenningsforholdet og deformasjon. Kapasiteten til boltene vil kommenteres i forhold til brudd. Stabiliteten til tunnelen ved dagens situasjon vil vurderes med bakgrunn i alle de nevnte parameterene. I analysen vil det bli presentert illustrasjoner fra RS2 og grafiske fremstillinger av utviklingen til parameterne i modellen. Grafene viser kun utviklingen i enkelte punkt og må derfor analyseres i sammenheng med hele bergmassen i modellen i RS2. Deformasjon som oppstår i hvert steg i modellen tilsvarer øyeblikkelig deformasjon og tar ikke hensyn til endring over tid (Li, 2018). Lav modellert konvergens og ingen observert deformasjon i bergmassen kan indikere langt tidsperspektiv. Dette gjelder for analysene av deformasjon og konvergens i oppgaven.

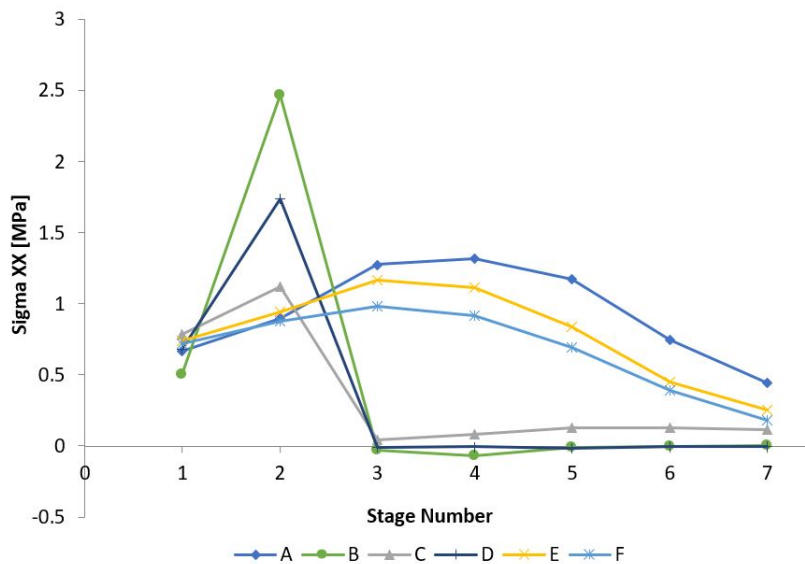
I analysen defineres positiv (+) vertikal- og horisontalspenning som trykkspenning, og negativ spenning (-) definerer strekkspenning. Horisontal deformasjon defineres ut ifra koordinatsystem der positiv deformasjon (+) definerer deformasjonsbevegelsen mot høyre. Negativ deformasjon (-) definerer deformasjonsbevegelse mot venstre. Samme type koordinatsystem gjelder for vertikal deformasjon der positiv deformasjon (+) betyr bevegelse vertikalt oppover i bergmassen, mens negativ deformasjon (-) betyr vertikal bevegelse nedover i bergmassen.

Horisontalspenning (σ_{xx})

Den horisontale spenningsfordelingen av σ_{xx} for steg 3 i RS2 er presentert på Figur 4.8. Symbolet i høyre hjørne på figuren viser spenningsfordelingen i bergmassen, der $\sigma_h = 0,75 * \sigma_v$. Dette symbolet er gjeldene for resterende figurer med analyser fra RS2 videre i oppgaven. Det ble også laget en grafisk utvikling av σ_{xx} for steg 1-7 i modellen for de markerte punktene A-F på Figur 4.8, og er presentert på Figur 4.9. I dette delkapitlet er det kun steg 3 for dagens situasjon som diskuteres. Steg 4-7 diskuteres i Kapittel 5.



Figur 4.8: Fordeling av σ_{xx} i snitt B-B' for steg 3. Punkt A-F er for grafisk utvikling på Figur 4.9.



Figur 4.9: Grafisk utvikling av σ_{xx} i steg 1-7 for snitt B-B' i punktene A-F fra Figur 4.8.

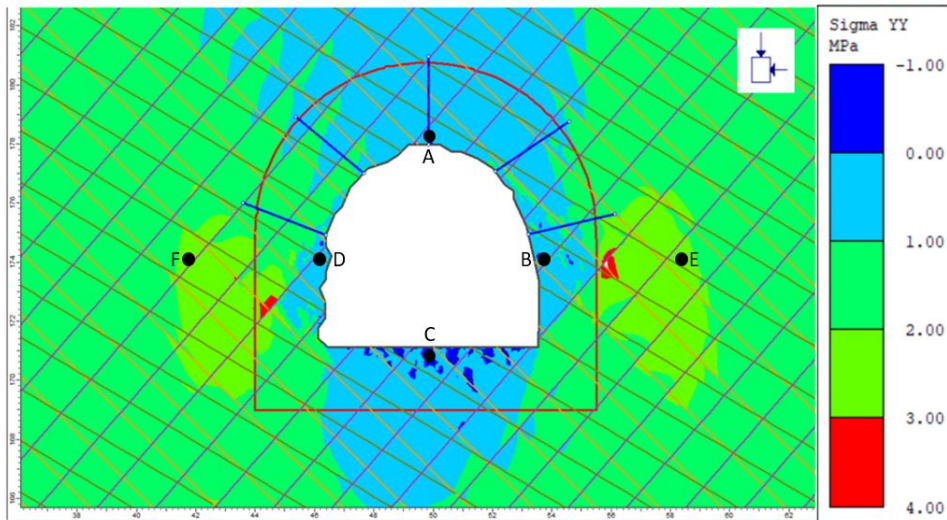
Den høyeste horisontale spenningen opptrer i områdene med rød farge på Figur 4.8. Spenningen i disse områdene er på opptil 2 MPa. Inntil konturen i høyre vegg har det blitt induisert områder med strekkspenninger, markert med blå farge. I resterende bergmasse er horisontalspenningen lav med verdi på mellom 0-1 MPa. I hjørnene i modellen oppstår det høyere spenningskonsentrasjoner på maksimalt 6,1 MPa. Denne spenningskonsentrasjonen er ikke representativ for resten av bergmassen i modellen, og er derfor ikke markert på figuren.

Den grafisk fremstillingen av σ_{xx} bekrefter også at det er lavere spenning, og tildels strekkspenning, langs veggene i punkt B og D i steg 3. Videre viser grafene høyere spenning i heng og horisontalt utover i bergmassen, i henholdsvis punkt A, E og F. Det oppstår en spenningstopp i veggene i steg 2 som følge av utgravingen av tunnelprofilet, men spenningen reduseres til omtrent 0 MPa i steg 3.

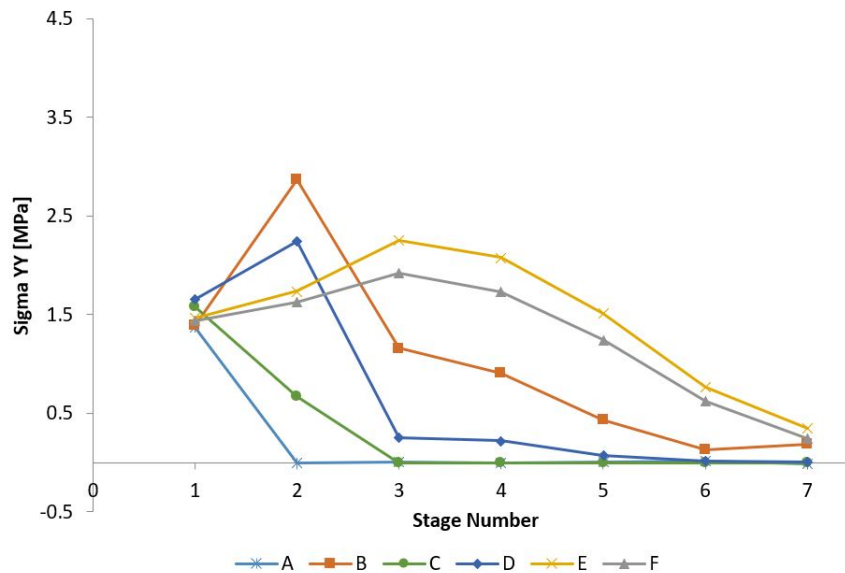
Dette kan skyldes spenningsomlagring rundt tunnelprofilen som omtalt i teori om spenningsfordeling i Kapittel 3.3.1.

Vertikalspenning (σ_{yy})

Den vertikale spenningsfordelingen av σ_{yy} i steg 3 er presentert på Figur 4.10. Det er også laget en grafisk utvikling av hvordan σ_{yy} utvikler seg i punktene A-F for steg 1-7. Utviklingen er presentert på Figur 4.11. I dette kapitlet analyseres kun steg 3 som beskriver dagens situasjon.



Figur 4.10: Fordeling av σ_{yy} i snitt B-B' for steg 3. Punkt A-F er for grafisk utvikling på Figur 4.11.



Figur 4.11: Grafisk utvikling av σ_{yy} for steg 1-7 for snitt B-B' i punktene A-F fra Figur 4.10.

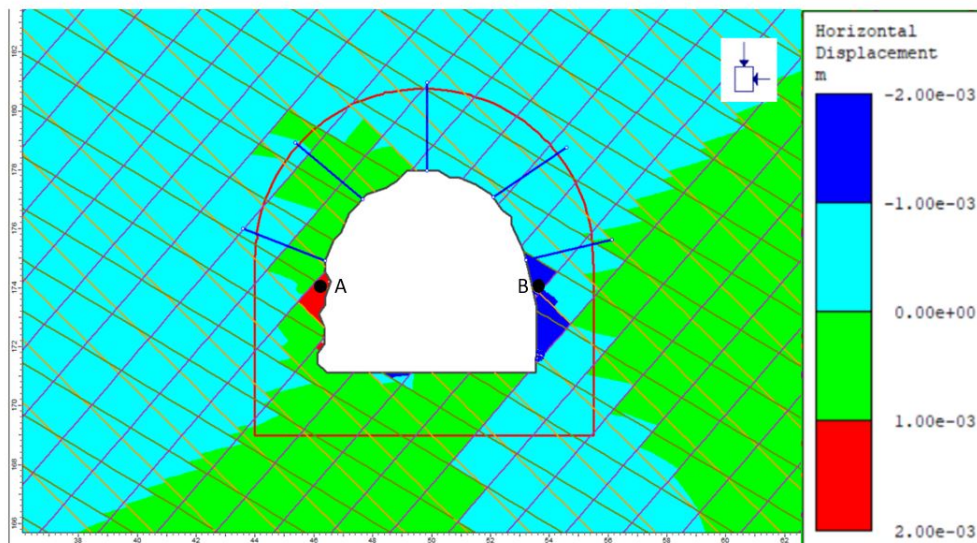
Spenning viser at det er en tilnærmet lik spenning, på ca. 1 MPa, rundt hele tunnelprofilen markert med lys blå farge. Denne spenningen strekker seg også vertikalt oppover i heng og under sålen. I sålen er det flere små og avgrensede områder med strekkspenning, i mørk blå farge, på opptil -1 MPa.

Utenfor forstyrrelsessonen øker spenningen horisontalt utover fra både høyre og venstre vegg. Det er også et område med høyere spenningskonsentrasjoner på opptil 3-4 MPa. Den grafiske utviklingen av σ_{yy} på Figur 4.11 bekrefter tilnærmet samme forhold som beskrevet over. I steg 3 er høyeste vertikale spenningene i punkt E og F på opptil 2,5 MPa, som indikert på modellen fra RS2. Langs veggene, i punkt B og D, er spenningen lavere, henholdsvis 1,5 og 0,2 MPa. I punkt A og C i såle og heng er spenningen tilnærmet lik på 0 MPa.

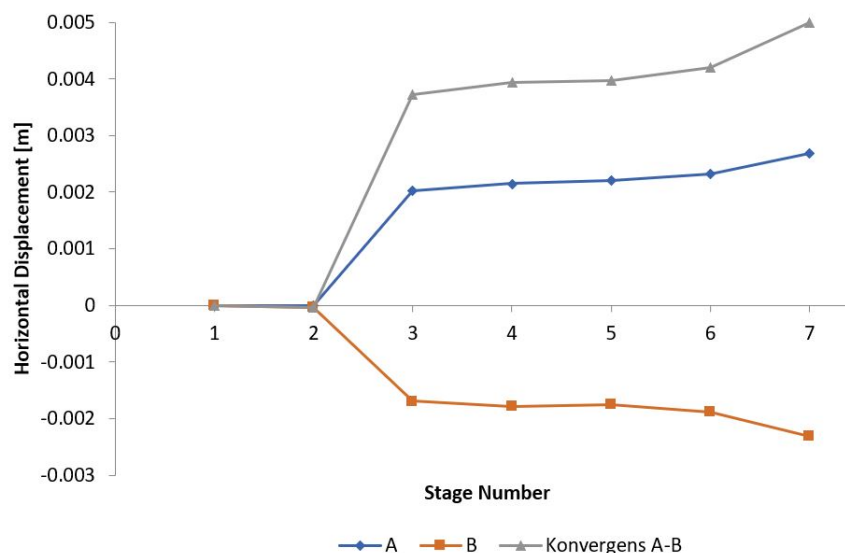
Vertikalspenningen på venstre og høyre side av tunnelen (punkt B, D, E og F) er målt på samme y-koordinat i modellen og skulle i teorien vært like stor i følge Ligning 3.7. På grunn av varierende overdekning over tunnelprofilen vil vertikalspenningen variere på samme y-koordinat.

Horisontal deformasjon

Fordeling av horisontal deformasjonen rundt tunnelprofilen i steg 3 er presentert på Figur 4.12. For punkt A og B, markert på figuren, er det laget en grafisk utvikling av den horisontale deformasjonen for steg 1-7. Utviklingen er presentert på Figur 4.13. Det er også regnet ut konvergens mellom punktene for hvert steg, markert med egen graf i diagrammet. Utregningen ble basert på deformasjonsgrafene til punkt A og B på den grafiske fremstillingen. Det henvises til Kapittel 3.4 for mer utdypning om konvergensmåling.



Figur 4.12: Horisontal deformasjon rundt tunnelprofilen i snitt B-B' med markerte punkt, A og B, for grafisk utvikling på Figur 4.13.



Figur 4.13: Grafisk utvikling av horisontal deformasjon i punkt A og B og konvergens mellom A-B markert på Figur 4.12 for snitt B-B'.

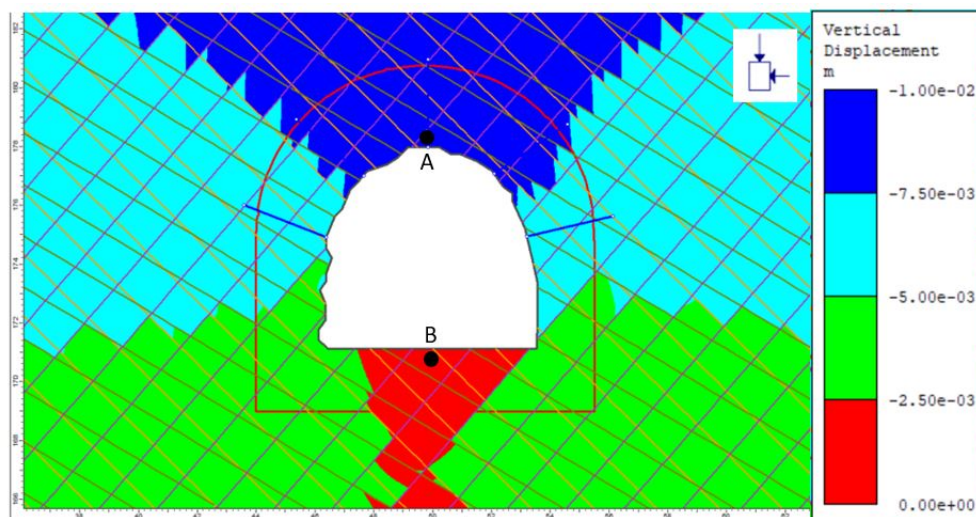
Høyeste deformasjon oppstår i en avgrenset kil midt på venstre vegg, i rød farge, med 2 mm deformasjon som vist på Figur 4.12. Videre langs venstre vegg og i sålen, med grønn farge, er det også positiv deformasjon. Positiv deformasjon i venstre vegg betyr at bevegelsen i deformasjonen går mot høyre og inn mot tunnelåpningen. Utenfor forstyrrelsessonen er deformasjonen negativ. I høyre vegg er det et sammenhengende område avgrenset av sprekkesett, i mørk blå farge, med negativ deformasjon på opptil -2 mm. Det betyr bevegelsesretning mot venstre, inn mot åpningen. Resterende bergmasse rundt høyre vegg, og høyre halvdel av heng, har også negativ deformasjon. Horisontalt ut fra høyre vegg utenfor forstyrrelsessonen utvikles det positiv deformasjon.

Den grafiske utviklingen viser også positiv deformasjon i venstre vegg, punkt A, og negativ deformasjon i høyre vegg, punkt B. Størrelsen er på henholdsvis ± 2 mm i steg 3. Den grå grafen viser konvergens, mellom punkt A og B. Grafen viser positiv konvergens på 4 mm. Det betyr at avstanden mellom punktene avtar med 4 mm i forhold til i original kontur.

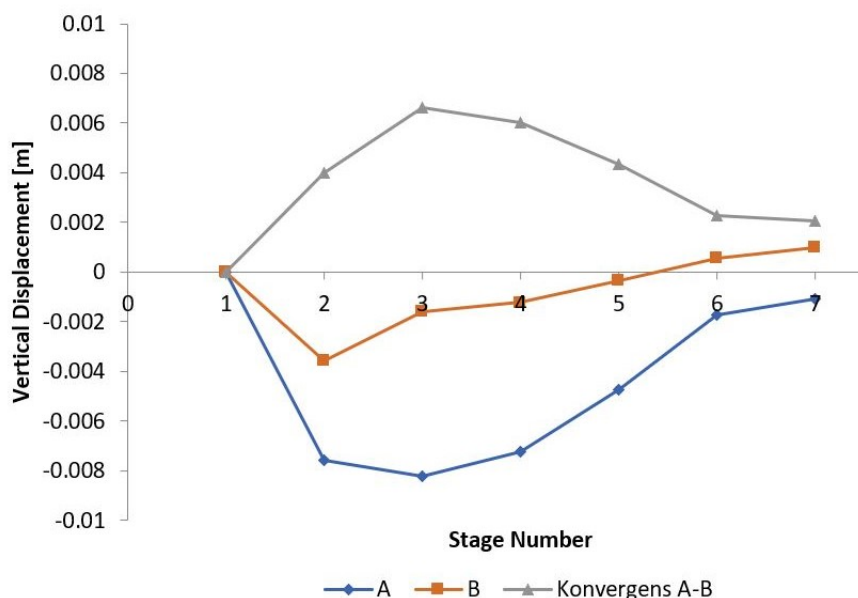
Ut i fra modellen tyder dette på lav konvergens. Konvergensmålinger har ikke blitt utført i tunnelen. Observasjoner under befaring i tunnelen sommeren 2019 indikerte ingen deformert bergmasse i veggene. Dette støtter resultatene fra modellen.

Vertikal deformasjon

Den vertikale deformasjonen rundt tunnelprofilet i RS2 er vist på Figur 4.14 for steg 3. En grafisk utvikling av vertikal deformasjon i punktene A og B på figuren, for steg 1-7 i modellen, er presentert på Figur 4.15. I dette delkapitlet er det kun steg 3 som vil analyseres da dette steget representerer dagens situasjon.



Figur 4.14: Vertikal deformasjon rundt tunnelprofilen i snitt B-B' med markerte punkt, A og B, for grafisk utvikling på Figur 4.15.



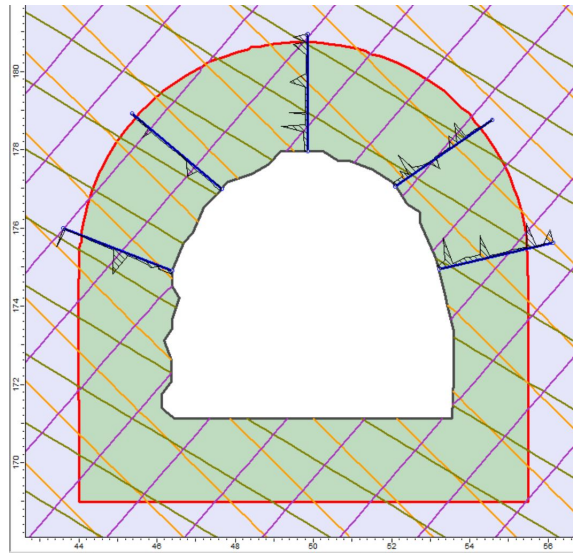
Figur 4.15: Grafisk utvikling av vertikal deformasjon og konvergens mellom punktene A og B, markert på Figur 4.14, for steg 1-7 i snitt B-B'.

Figur 4.24 viser at det er negativ vertikal deformasjon i hele bergmassen rundt tunnelprofilen. Det betyr at bergmassen har vertikalt nedadgående deformasjonsretning. I hengen, både innenfor og utenfor skadesonen, er deformasjonen mest negativ med opptil -10 mm. I sålen er deformasjonen mindre negativ på mellom 0- (-2,5) mm, som betyr at sålen ikke beveger seg like mye nedover som i hengen.

Den grafiske fremstillingen av vertikal deformasjon på Figur 4.15 bekrefter også disse forholdene. Grafene viser negativ deformasjon i både punkt A og B i steg 3. Høyeste konvergens oppstår i steg 3 på ca. 7 mm. Det betyr at avstanden mellom punktene avtar med 7 mm i forhold til original kontur.

Boltekapasitet

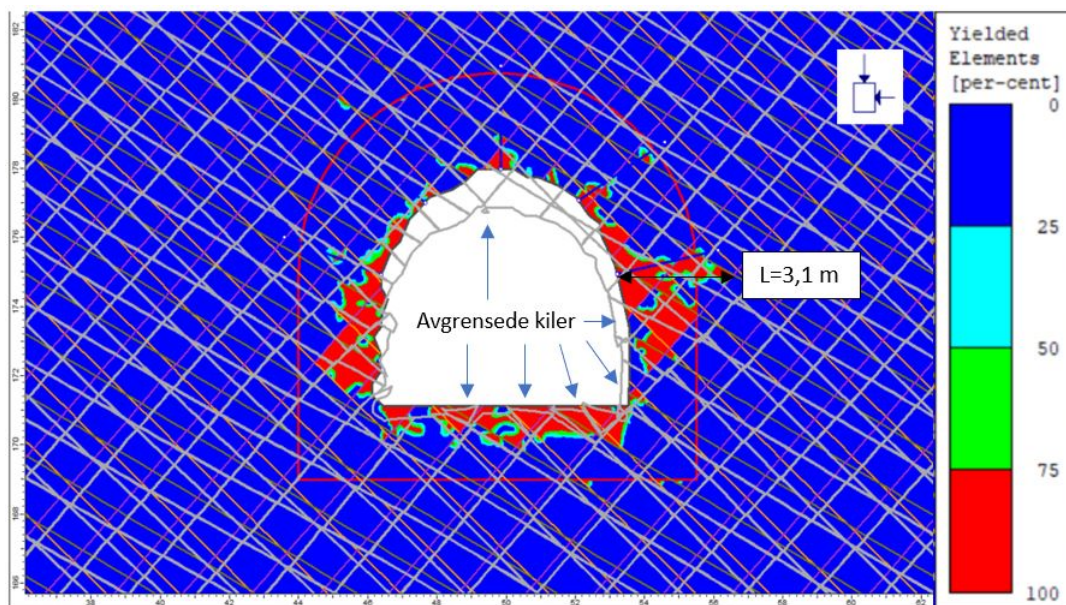
I modellen er det satt inn innstøpe kamstålbolter i heng. Fordelingen av aksialkraft langs boltene i steg 3 er vist på Figur 4.16. Kraften er ikke uniformt fordelt men har flere større kraftpåkjenninger langs boltene. Høyeste aksialkraft oppstår i boltene i høyre vegg, og er på 0,13 MN. Den minste påførte aksiale kraften er på -0,05 MN, som betyr at det oppstår strekk enkelte steder langs boltene. Kraften er mindre enn maksimal kapasitet på 0,22 MN og det oppstår ikke brudd i boltene ved dagens forhold.



Figur 4.16: Fordeling av aksialkraft langs boltene i steg 3 i snitt B-B'. Maksimal- og minimal aksialkraft er på 0,13 MN og -0,05 MN.

Bruddsone og deformert kontur

Bruddutvikling og deformert kontur rundt tunnelåpningen er presentert på Figur 4.17 for steg 3. Bruddelementer (*yielded elements*) i modellen er oppgitt i prosent. Forholdstallet er basert på antall elementer som har gått i brudd ved hver node i mesh i forhold til elementer som ikke har gått i brudd. Områdene på figuren der elementer har gått i brudd vil videre omtales som *bruddsone* (Rocscience, uåd). Selv om deler av bergmassen har gått i brudd kan den fremdeles oppta last, men i lavere grad. Dette er vist på spenning-tøyningsgrafene på Figur 3.6 for elastisk-sprøtt materiale. Residualparametrene som er innsatt i modellen beskriver styrken til bergmassen etter brudd.



Figur 4.17: Bruddutvikling rundt tunnelprofilen og deformert kontur i steg 3 i snitt B-B'. Avgrensede kiler er markert. L= utstrekning til bruddsone.

Bruddsonen har lengst utstrekning i høyre vegg på 3,1 m. I sålen og langs venstre vegg er utstrekningen på ca. 1 m, mens i heng er det kun små, spredte områder som har gått i brudd. Boltene i heng har derfor lenger utstrekning enn bruddsonen og er forankret i uforstyrret bergmasse. I høyre vegg er bruddsonens utstrekning lenger enn boltene, men boltene er forankret i uforstyrret bergmasse og har ikke gått i brudd.

Den deformerte konturen er basert på total deformasjon, som er summen av horisontal og vertikal deformasjon. Konturen viser avgrensede kiler i heng, såle og høyre vegg mellom sprekkesett. Spesielt i hengen er det en liten kil som kan ha løsnet fra konturen. I venstre vegg er det derimot ikke tydelige, avgrensede kiler. Konturen blir presset innover mot tunnelåpningen langs veggene og nedover i heng på grunn av bevegelsesretningen til deformasjonen. Det betyr at både den vertikale- og den horisontale avstanden i konturen minker og konvergerer. Dette bekrefter utvikling av deformasjon rundt konturen som tidligere beskrevet i dette delkapitlet. Mulige stabilitetsproblemer og betydningen av spenning- og deformasjonsutvikling i steg 3, vil bli diskutert videre i Kapittel 4.5.

4.4 Snitt C-C'

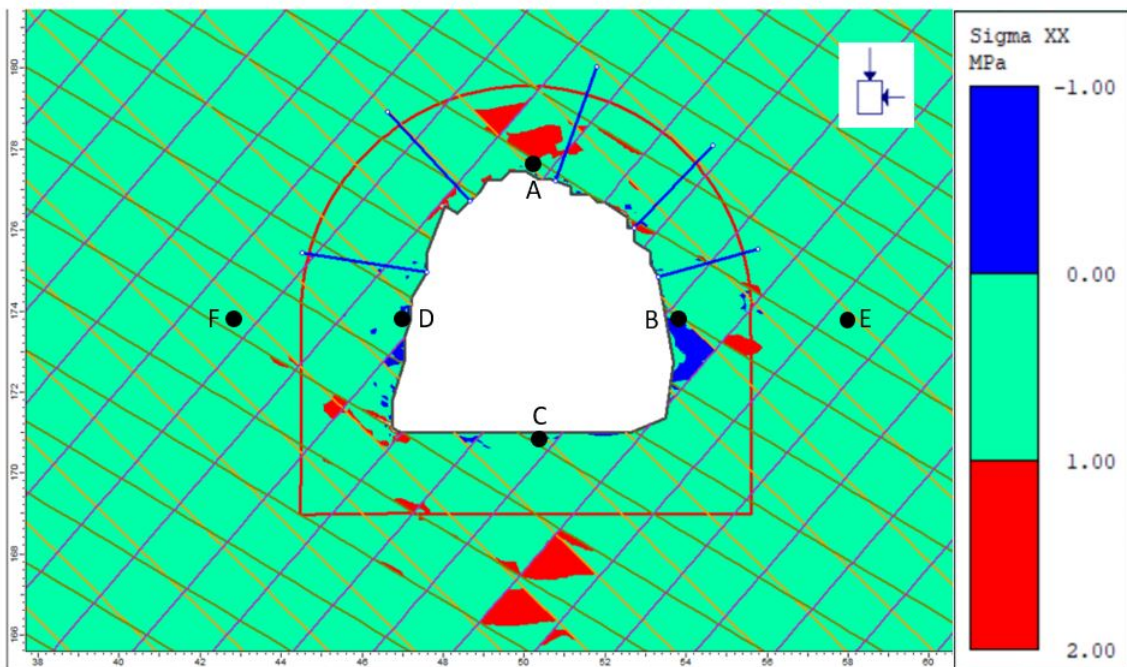
I dette delkapitlet vil det bli utført en stabilitetsanalyse av snitt C-C' for dagens forhold i RS2 med inngangsparametere som beskrevet i Kapittel 4.2. I Kapittel 4.5 vil resultatet diskuteres i forhold til stabilitetsproblemer.

4.4.1 Analyse

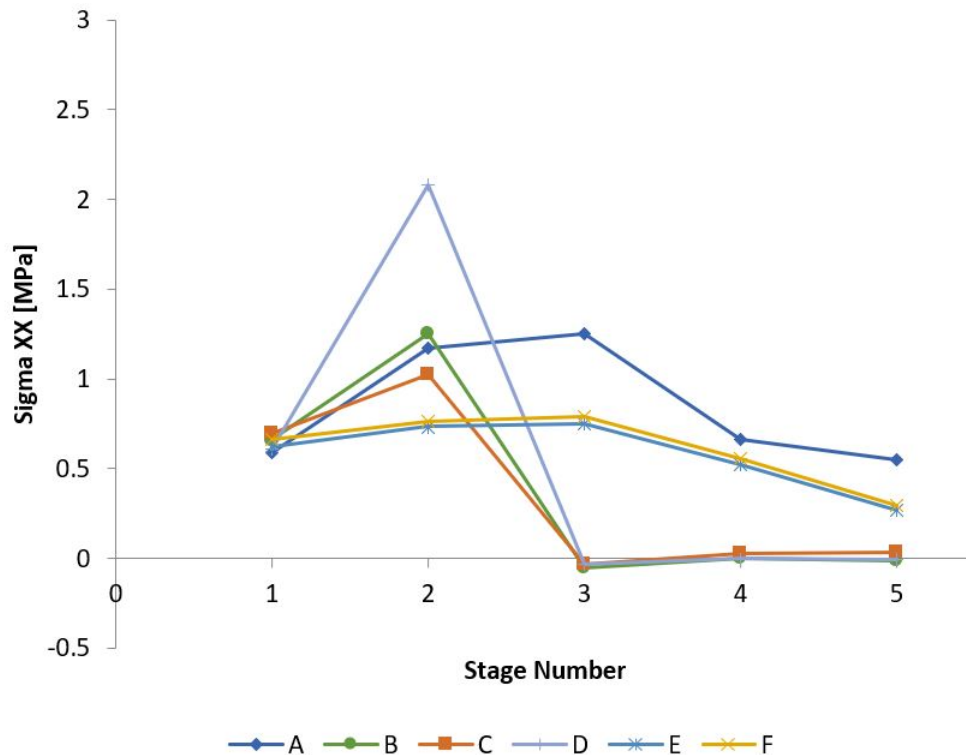
I analysen av snitt C-C' vil de samme parametrene analyseres som for snitt B-B'. Parameterne som vurderes er horisontal- og vertikalspenning, σ_{xx} og σ_{yy} , horisontal- og vertikal deformasjon og boltekapasitet. Utvikling av bruddsone rundt tunnelprofilen og deformert tunnelkontur ansees som resultatet av spennings- og deformasjonsforholdene i bergmassen, og vil bli analysert til slutt. Fortegn og retning på spenning og deformasjon i RS2 er vurdert likt som i snitt B-B', og det henvises til Kapittel 4.3 for utdypning.

Horisontal spenning (σ_{xx})

Fordelingen av horisontalspenning, σ_{xx} , ved dagens situasjon i steg 3 er presentert på Figur 4.18. Det er laget en grafisk utvikling av σ_{xx} for steg 1-5 i modellen presentert på Figur 4.19. Steg 3 vil bli analysert i dette delkapitlet.



Figur 4.18: Fordeling av σ_{xx} i snitt C-C' for steg 3 med markerte punkt, A-F, for grafisk utvikling på Figur 4.19.



Figur 4.19: Grafisk utvikling av σ_{xx} i punktene A-F på Figur 4.18 for steg 1-5 i snitt C-C'.

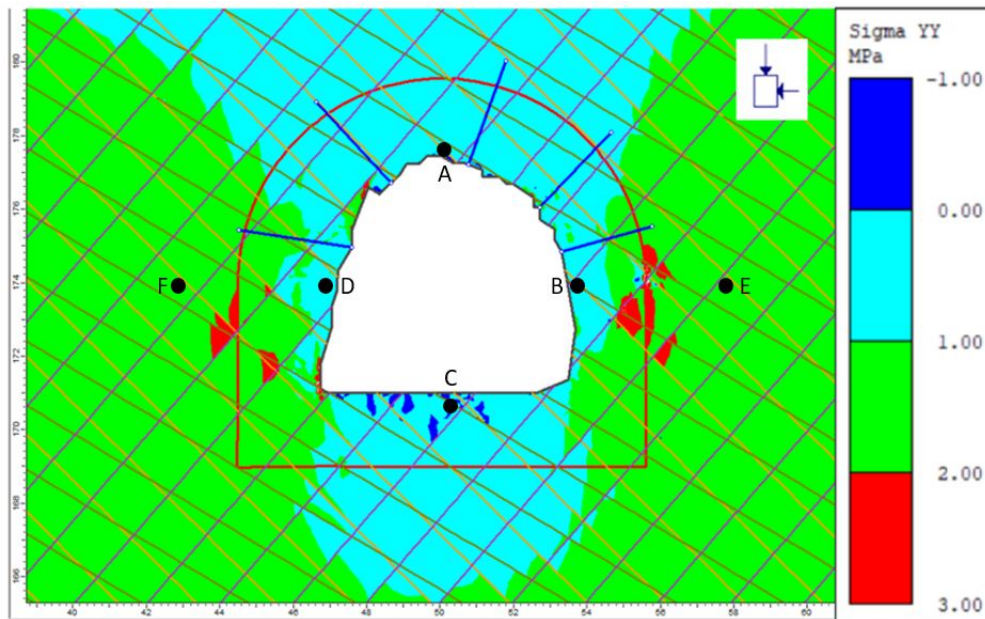
I hengen innenfor forstyrrelsessonen og i sålen utenfor sonen, er det to avgrensede områder med spenning på opptil 2 MPa, markert med rød farge på Figur 4.18. Det er imidlertid høyere spenningskonsentrasjoner i skarpe hjørner i veggene med maksimal spenning på 7,3 MPa. Dette er ikke representativt for resten av modellen og er derfor ikke markert på figuren. I nedre del av både venstre og høyre vegg har strekkspenning blitt induisert med verdi på 0- (-1) MPa, markert med mørk blå farge. Horisontalspenningen er ellers lav i bergmassen med verdier på 0-1 MPa.

Den grafiske utviklingen på Figur 4.19 bekrefter disse observasjonene i steg 3. Spenningen er negativ i punktene B-D som indikerer strekkspenning. I steg 3 er det høyest spenning i heng, i punkt A, på ca. 1,3 MPa og noe lavere i punkt E og F på ca. 0,8 MPa.

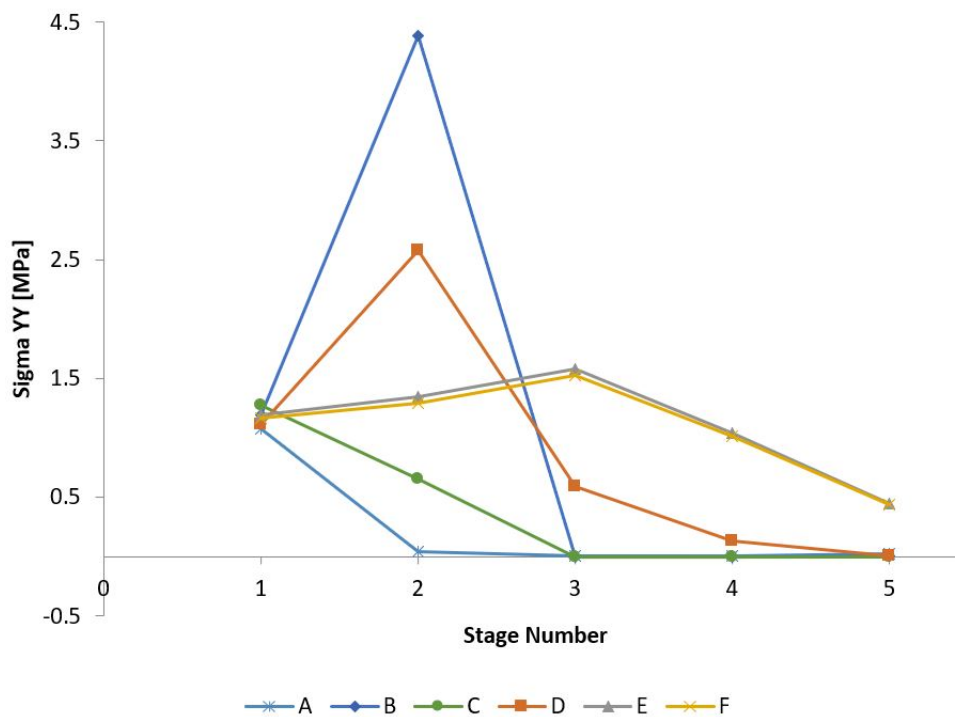
Spenningskonsentrasjon rundt såle og heng og strekkspenning langs veggene, kan forklares med bakgrunn fra teori om spenningsfordeling i Kapittel 3.3.1 ved utgraving av tunnelprofil. Da analysen er utført på et plastisk materialet vil imidlertid denne teorien avvike noe da den er basert på elastisk materiale.

Vertikalspenning (σ_{yy})

Spenningsfordelingen av σ_{yy} i steg 3 i RS2 er presentert på Figur 4.20. Det er laget en grafisk utvikling av σ_{yy} i Figur 4.21 for steg 1-5 i punkt A-F.



Figur 4.20: Fordeling av σ_{yy} i snitt C-C' for steg 3. Markerte punkt A-F for grafisk utvikling på Figur 4.21.



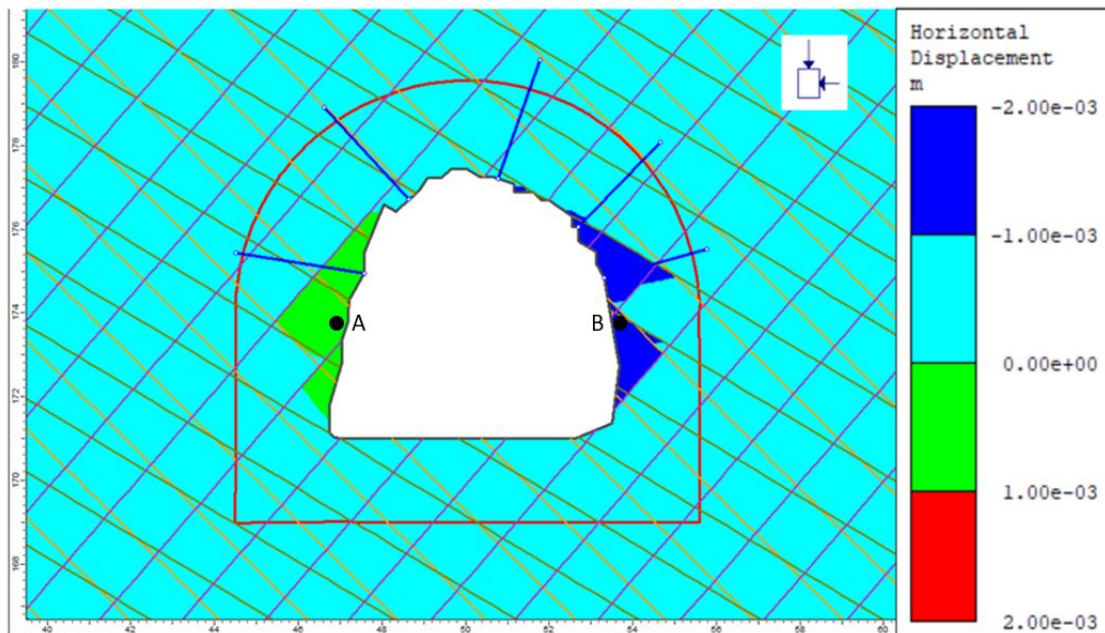
Figur 4.21: Grafisk utvikling av σ_{yy} i punktene A-F på Figur 4.20 for steg 1-5 i snitt C-C'.

Spenningsfordelingen viser en jevn, lav vertikalspenning rundt hele tunnelkonturen med verdi på opptil 1 MPa, markert i turkis farge på Figur 4.20. I områdene rundt forstyrrelsessonen, ut fra venstre og høyre vegg, er det høyere spenninger på ca. 3 MPa i rødt område. Det oppstår spenningskonsentrasjoner i hjørnene langs konturen med spenning på opptil 7,3 MPa. I sålen er det induisert strekkspenning i små og spredte områder langs konturen, markert med mørk blå farge. I resterende bergmasse er spenningen lav på ca. 1-2 MPa.

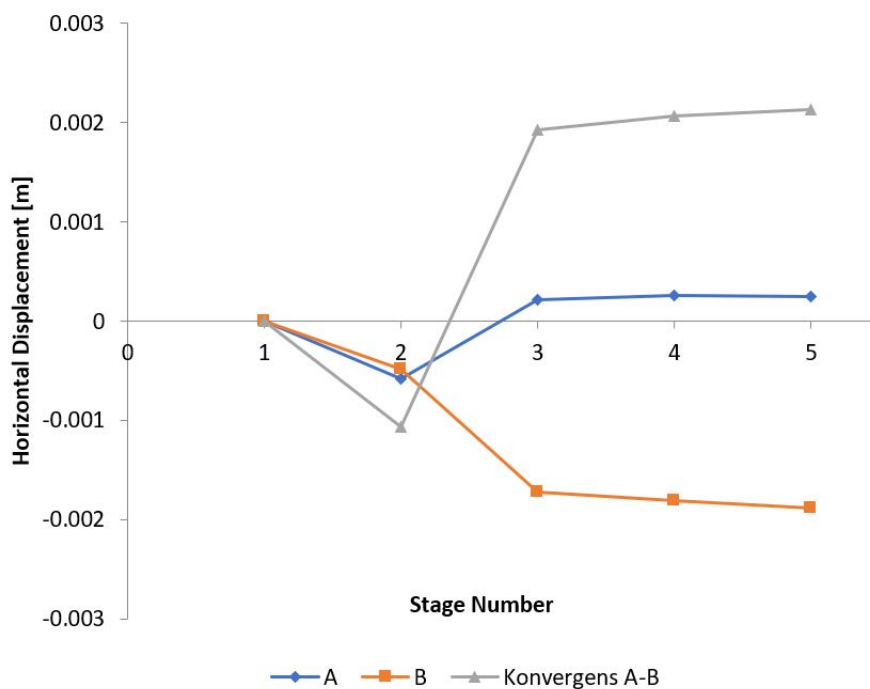
Den grafiske utviklingen på Figur 4.21 viser at det oppstår en stor økning i vertikalspenning i høyre og venstre vegg under utgraving i steg 2. Dette kan skyldes påvirkning fra utgravingen i samme steg. Spenningen avtar i steg 3 mot 0 MPa i høyre vegg og 0,5 MPa i venstre vegg. I punkt E og F utenfor forstyrrelsessonen øker spenningen frem til steg 3 og punktene har tilnærmet lik verdi på ca. 1,5 MPa. Spenningen er derfor størst i punkt E og F i modellen. Den grafiske fremstillingen viser ikke strekkspenninger i sålen, men dette avhenger av hvilket punkt som blir analysert grafisk.

Horisontal deformasjon

Ved nåværende situasjon i steg 3 er den horisontale deformasjonen rundt tunnelprofilen fordelt som på Figur 4.22 fra RS2. Utvikling av horisontal deformasjon og konvergens i punktene A og B, markert på figuren, er presentert på Figur 4.23 for steg 1-5. I dette delkapitlet vil steg 3 bli analysert.



Figur 4.22: Horisontal deformasjon rundt tunnelprofilen i snitt B-B' i steg 3. Markerte punkt, A og B, er for grafisk utvikling på Figur 4.23.



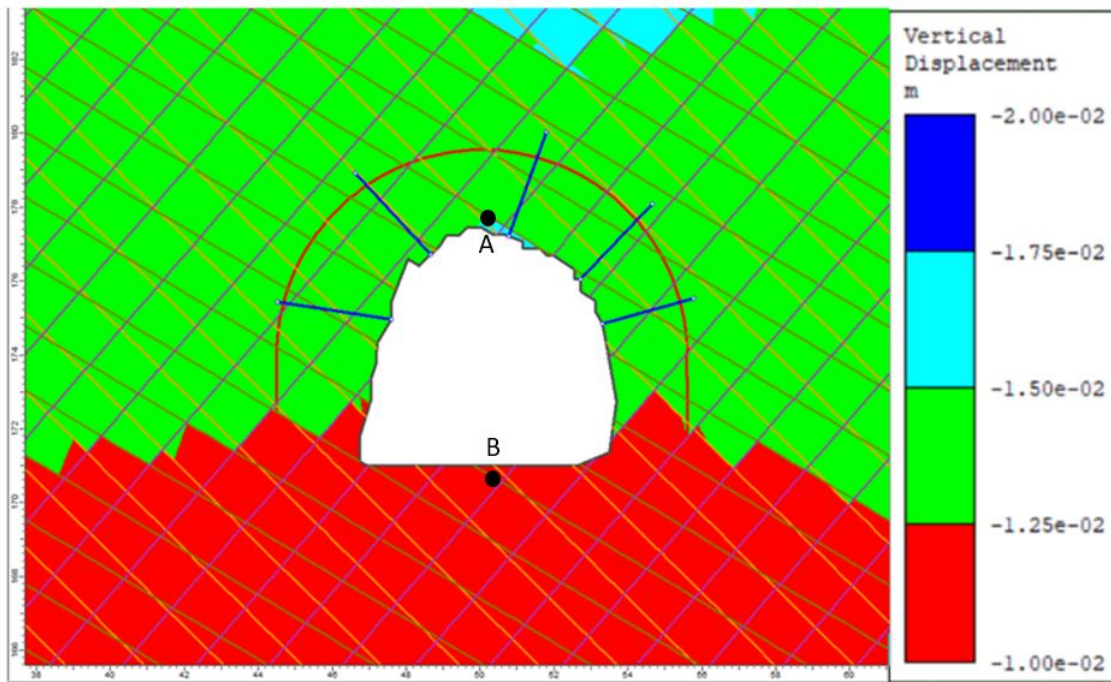
Figur 4.23: Grafisk utvikling av horisontal deformasjon i punkt A og B og konvergens mellom A-B fra Figur 4.22. Utviklingen er for steg 1-5 i snitt C-C'.

Deformasjonen er negativ i hele bergmassen med unntak av en større kil-formet sone i venstre vegg. Sonen har positiv deformasjon på ca. 0,5 mm som vist på Figur 4.22. Det betyr at deformasjonsretningen er mot høyre og inn mot tunnelåpningen i denne sonen. I resterende bergmasse er deformasjonsretningen mot venstre. Langs høyre vegg er det to mindre områder med høyere negativ deformasjon enn resterende bergmasse rundt, markert med mørk blå farge. Største deformasjon er på opptil -2 mm.

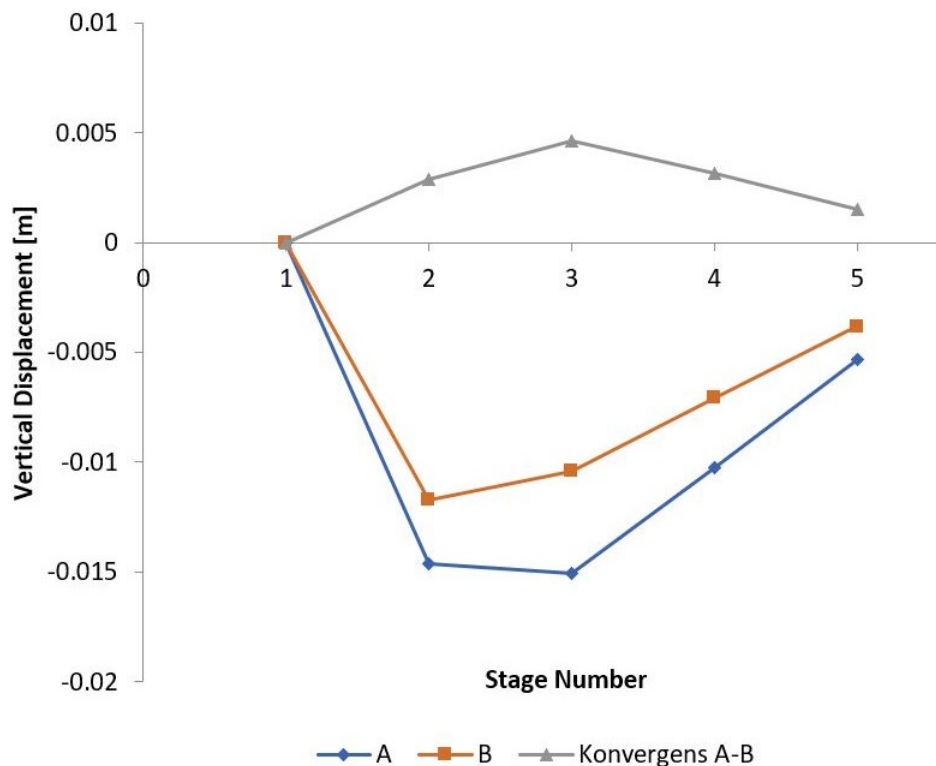
Deformasjonen mellom veggene indikerer konvergens fordi deformasjonsretningene er inn mot tunnelåpningen. Dette bekreftes fra den grafiske fremstillingen av horisontal deformasjon mellom venstre og høyre vegg på Figur 4.22. Det oppstår først divergens i steg 2 der avstanden øker mellom punkt A og B. I steg 3 er deformasjonen større i punkt B enn i punkt A og avstanden mellom punktene avtar. Det gir en positiv konvergens på ca. 2 mm. Dette er en svært lav konvergens, og som nevnt i analysen av snitt B-B', var det ikke tegn til deformasjon i veggene ved befaring i tunnelen.

Vertikal deformasjon

Fordelingen av vertikalspenning rundt tunnelprofilen i steg 3 er presentert på Figur 4.24. En grafisk utvikling av vertikal deformasjon og konvergens i punktene A og B, markert på figuren, er vist på Figur 4.25 for steg 1-5.



Figur 4.24: Vertikal deformasjon rundt tunnelprofilen i snitt C-C' i steg 3. Markerte punkt, A og B, er for grafisk utvikling presentert på Figur 4.25.



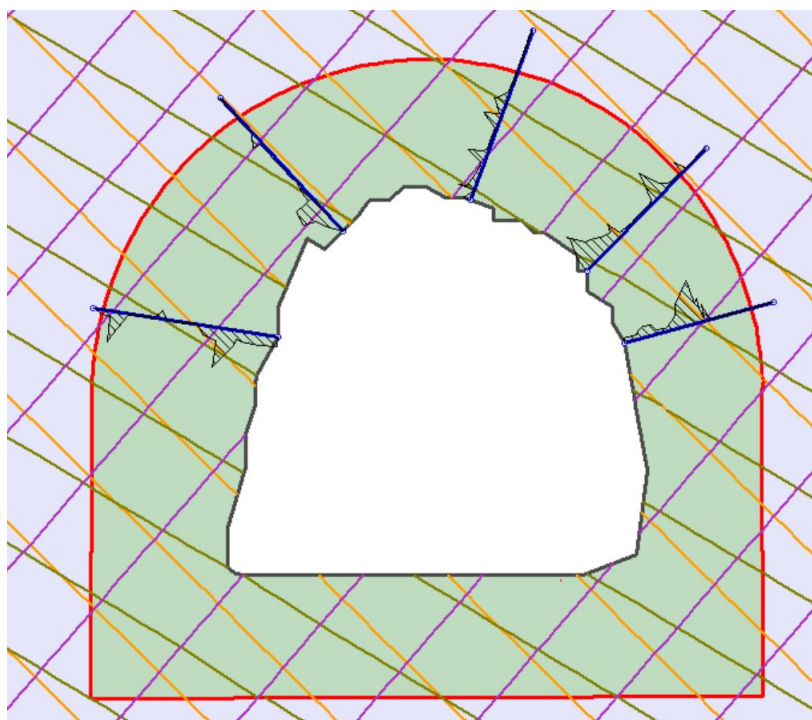
Figur 4.25: Grafisk utvikling av horisontal deformasjon i punkt A og B og konvergens mellom A-B fra Figur 4.24. Utviklingen er for steg 1-5 i snitt C-C'.

Rundt hele tunnelprofilen er den vertikale deformasjonen negativ, som betyr at bergmassen blir deformert nedover langs tunnelprofilen. Deformasjonen er større i hengen med -15 mm, enn i sålen på

-10 mm. Bergmassen deformeres derfor mer nedover i hengen enn i sålen. Det betyr at avstanden mellom heng og såle reduseres. Dette bekreftes også på den grafiske fremstillingen av den vertikale deformasjonen på Figur 4.25. Deformasjonen er større i punkt A enn i punkt B i steg 3 som betyr at avstanden mellom heng og såle reduseres. Dette gir positiv konvergens på ca. 5 mm i følge konvergensgrafene.

Boltekapasitet

Fordeling av aksialkraft langs boltene i steg 3 er vist på Figur 4.26.

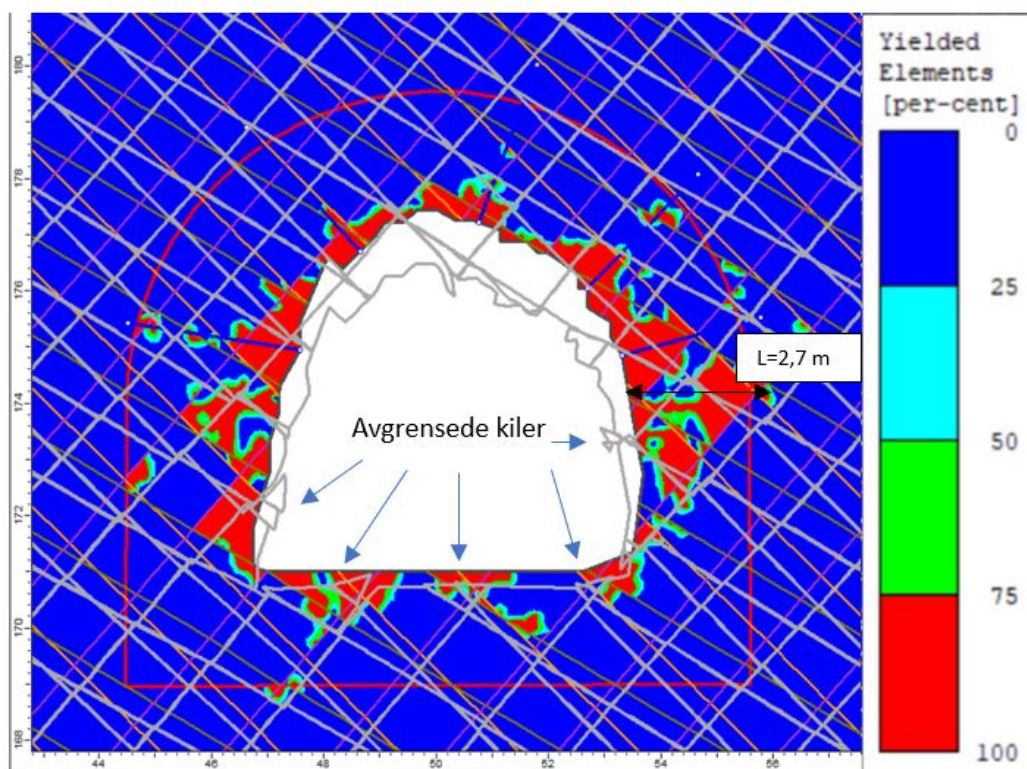


Figur 4.26: Aksialkraft langs boltene i steg 3 i snitt C-C' i RS2. Maksimal- og minimal verdi på 0,17 MN og -0,02 MN.

Kraften fordeler seg ikke uniformt langs boltene, og det oppstår kraftkonsentrasjoner på ulike steder langs boltene. Maksimal kraft oppstår i boltene ved overgang mellom heng og høyre vegg og er på 0,17 MN. Laveste aksialkraft oppstår i boltene i overgangen til venstre vegg og er på -0,03 MN, som betyr at det oppstår strekk på boltene. Boltene har en maksimal kapasitet på 0,22 MN. Påført kraft på boltene i steg 3 er lavere enn kapasiteten og ingen av boltene går i brudd.

Bruddutvikling og deformasjon i kontur

Bruddsonen og deformert kontur vil vurderes som et resultat av de spenninger og deformasjoner som virker i bergmassen i steg 3, og er presentert på Figur 4.27. Den deformerte konturen er basert på total deformasjon, som er absoluttverdien til summen av horisontal- og vertikal deformasjon i bergmassen.



Figur 4.27: Bruddutvikling og deformert kontur rundt snitt C-C' i steg 3. Avgrensede kiler er markert. L= utstrekning på bruddsone.

Bruddsonen har størst sammenhengende utstrekning i veggene og i heng, med maksimal utstrekning på 2,7 m i høyre vegg. I sålen er det kun spredte, små bruddområder. Det betyr at det i hovedsak oppstår brudd innenfor forstyrrelsessonen rundt tunnelprofilen, med unntak av enkelte små områder utenfor sonen som har gått i brudd. I forstyrrelsessonen er bergmassen svakere enn utenfor sonen og den vil lettere kunne gå i brudd her. Boltens lengde på 3 m er lenger enn bruddsonens utstrekning i heng og de er forankret i uforstyrret bergmasse. Deformasjonen er på kun millimeternivå i bergmassen som er positivt i forhold til den lave deformasjonskapasiteten til innstøpte kamstålbolter (Li, 2018). Boltene går ikke i brudd og antas å stå stabilt.

Langs den deformerte konturen er det tydelige tegn på avgrensede kiler flere steder i veggene og i sålen markert på Figur 4.27. Disse kilerne kan ha opprinnelse fra de nevnte bruddområdene i bergmassen der de har blitt avgrenset av sprekkesettene. I høyre og venstre vegg blir to små, avgrensede kiler presset inn mot tunnelåpningen. Det kan derfor være mulighet for kil-utfall her i fremtiden. I sålen er det ikke mulighet for utglidning av de avgrensede kilerne på grunn av gravitasjon. I hengen er det ingen tegn på løse kiler verken i modellen eller ved befarings.

Den deformerte konturen bekrefter de vertikale og horisontale deformasjonsforholdene som beskrevet tidligere i delkapitlet. Konturen konvergerer vertikalt, og deformeres nedover i bergmassen i både heng og såle. Konturen langs veggene blir deformert inn mot tunnelåpningen, og tunnelkonturen konvergerer.

4.5 Diskusjon

Analysen av både snitt B-B' og C-C' viser lav vertikal- og horisontal spenning rundt tunnelprofilen på inntil 2,5 MPa ved dagens forhold i steg 3. Spenningen er lavere i snitt C-C' på grunn av lavere overdekning enn i snitt B-B', på henholdsvis 35 og 54 m. Lave spenninger, og spesielt horisontalspenning, kan gi økt risiko for lav innspenning og utfall fra bergmassen.

I forstyrrelsessonen rundt tunnelprofilen er bergmassen svakere og mer oppsprukket enn i resten av bergmassen. Oppsprukket bergmasse har redusert evne til å ta opp strekkspenninger, som kan føre til økt deformasjon og sprekke dannelse i disse områdene (Nilsen, 2016). I både vegger og i såle innenfor forstyrrelsessonen ble det induert områder med strekkspenning i både snitt B-B' og C-C'. Dette kan ha sammenheng med utbredelsen av bruddsonen rundt tunnelprofilene i disse områdene, som vist på Figur 4.17 og 4.27. Bruddsonen har maksimal utstrekning på 3,1 m i snitt B-B' og 2,7 m i C-C' i høyre vegg. Horisontal konvergens mellom tunnelveggene var på 4 mm i snitt B-B' og 2 mm i snitt C-C'. Utstrekningen til bruddsonen, på meter-nivå, kan klassifiseres som stor i forhold til spennvidden til tunnelen på 6,5 m, mens konvergens på millimeter-nivå kan klassifiseres som lav (Li, 2018). Det kan indikere liten bevegelse i bergmassen i bruddsonen, og det er mindre sannsynlighet for at bergmasse blir presset ut i tunnelen. Det ble heller ikke observert deformasjonsproblemer i veggene ved befaring i tunnelen. Lav deformasjon kan skyldes at bergarten har høy styrke og motstand mot deformasjon, definert gjennom UCS-verdi og E-modul fra Tabell 4.1. Egenskapene er noe redusert i forstyrrelsessonen på grunn av faktoren D , men har allikevel høy motstand mot deformasjon. Lave spenninger og deformasjoner reduserer også risikoen for stor-skala stabilitetsproblemer i form av avskalling, bergslag og skvising i tunnelen som kan oppstå ved høye spenninger og deformasjoner (Nilsen, 2016).

Det ble observert avgrensede kiler i den deformerte konturen i både snitt B-B' og C-C', som vist på Figur 4.17 og 4.27. Kilene er avgrenset av sprekkesettene innsatt i modellen. Spesielt SP1 (oransje farge) i venstre vegg og sprekkesett 3 (SP3) (lilla farge) i høyre vegg har begge fallretning med fallvinkel på opptil 45° inn mot tunnelåpningen. I følge Figur 3.11c) er dette gunstig for kil-utfall. SP1 og SP3, samt SP2 og SP3, har fallretning tilnærmet vinkelrett på hverandre og danner avgrensede kiler hovedsakelig langs veggene og i sålen. I hengen ble det observert en liten løs kil i snitt B-B', på centimeter-størrelse. Ved befaring i tunnelen ble det observert en kil-formet formasjon oppover i hengen ved ca. samme posisjon som snitt B-B' er tatt fra. Formasjonen kunne tyde på at et kil-utfall og hadde størrelse på centimeter til meternivå. Det er usikkert om denne observasjonen kan ha sammenheng med den observert kilen i modellen fra RS2. Det er usikkerhet knyttet til om utfallet oppstod i forbindelse med sprengning, gunstige sprekkeforhold, eller tidligere reduksjoner i overdekning. Utfallet har ikke forårsaket problemer i ettertid, men hulrommet i bergmassen kan føre til ustabile partier og flere utglidninger i fremtiden (Nilsen, 2016). I følge modellen i RS2 har bruddsonen ellers lav utbredelse i heng i både snitt B-B' og C-C', og det er ikke observert flere ustabile partier, verken i modellen eller i felt. I tillegg er den nedadgående vertikale deformasjonen i heng på under 15 mm, og

det er derfor mindre sannsynlig at flere kil-utfall vil oppstå ved dagens situasjon.

Ved befaring i tunnelen ble det også observert sprekkebelegg i form av sand, kvartslinser og plagioklas på sprekkeflatene både i vegger og i heng. Dette kan bidra med økt ruhet og friksjon, og redusere faren for utglidning langs sprekkeplanene. Disse sprekkeforholdene er lagt inn i modellen gjennom sprekkeparameteren JRC.

I sålen er det ikke kinematisk mulig at de avgrensede kilene som ble observert i snitt B-B' og C-C' glir ut, på grunn av gravitasjon. Kilene kan allikevel bli presset opp i tunnelen hvis deformasjonen er stor nok. I dette tilfellet er den oppadgående vertikale deformasjonen på kun 5 mm i både snitt B-B' og C-C,' og det er derfor liten sannsynlighet for oppsprekking i sålen. Posisjonen til de avgrensede kilene i både snitt B-B' og C-C' kan derimot avvike i forhold til virkeligheten da det er knyttet usikkerhet til de innlagte sprekkesystemene i modellen. Befaring i tunnelen er derfor viktig å gjennomføre i tillegg til den numeriske analysen i RS2 for å detektere mulige kil- og blokkutfall. Numerisk analyse viser kun tendenser i bergmassen og gir ikke et nøyaktig bilde av virkeligheten (Myrvang, 2001).

Kapittel 5

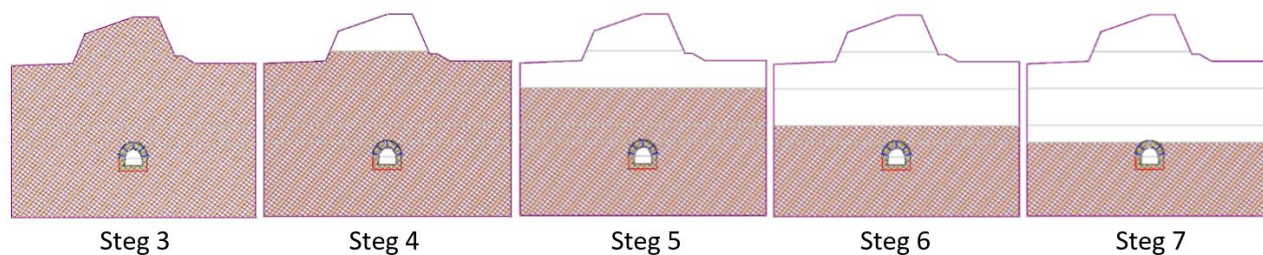
Stabilitetsanalyse av fremtidens forhold

I følge sprengningsansvarlig på Vassfjell Pukkverk, er planen for videre sprengningsarbeid i dagbruddet, per januar 2020, å planere dagbruddet ned til høydekote 213 der sjaktåpningen befinner seg. I dagbruddet er det vanlig å sprengne salver med opptil 15 m dybde og med ulikt areal på overflaten. Tidsrommet mellom hver salve på samme område er varierende, da det kan ta både måneder og år avhengig av volumet som sprenges ut og godkjente reguleringsplaner. Dagbruddet er stort og store områder skal sprenges ned. Mellom hver salve må utsprengte masser transportes vekk og videreføres. Derfor kan overdekningen over tunnelen og i resten av dagbruddet være lik over lang tid.

Sprengningsplanen i dagbruddet og salvedybde er utgangspunktet for stabilitetsanalyse av snitt B-B' og C-C' ved fremtidens forhold. Analysen utføres i RS2 og det tas utgangspunkt i de samme modellene som for dagens forhold i Kapittel 4. De samme inngangsparametere beholdes i tillegg til original sikring; 3 m lange innstøpte kamstålbolter med 2 m avstand i heng. Overdekningen i modellene vil reduseres stegvis med 15 m, også videre under høydekote 213, inntil overdekningen er for lav til at en ny salve kan utføres. I analysen vil de samme parameterne analyseres som for dagens forhold i Kapittel 4; σ_{xx} , σ_{yy} og horisontal og vertikal deformasjon. Stabiliteten vil vurderes etter utviklet bruddsone og deformasjon i kontur som et resultat av spenninger og deformasjon som utvikles i bergmassen. Kapasiteten til innsatt sikring vil også vurderes for brudd og stabilitet.

5.1 Snitt B-B'

I Kapittel 4.3 ble analysen av snitt B-B' utført basert på dagens situasjon i steg 3 i modellen etter utgraving av tunnelprofilen. I dette kapitlet omtales samme modell med bakgrunn i steg 1-3, men analysen tar nå for seg steg 4-7. I steg 4-7 vil det bli utført stegvis reduksjon av overdekning på 15 m. Reduksjonssekvensen for modellen er vist på Figur 5.1 for steg 3-7. Steg 3 er tatt med i sekvensen for å vise original overdekning.



Figur 5.1: Reduksjonssekvens av overdekning i snitt B-B' fra steg 3-7

I **steg 3** er overdekningen lik original overdekning med høyestliggende overflate på 232 m.o.h. Maksimal overdekning er på 54 m til tunnel.

I **steg 4** blir overdekningen redusert med 15 m. Høyestliggende overflaten er på høydekote 217 m.o.h. med maksimal overdekning på 39 m til tunnel.

I **steg 5** blir overdekningen redusert med 15 m. Overflaten ligger nå på høydekote 202 m.o.h. med overdekning på 24 m til tunnel.

I **steg 6** blir overdekningen redusert med 15 m. Overflaten ligger nå på høydekote 187 m.o.h. med overdekning på 9 m til tunnel.

I **steg 7** blir overdekningen redusert med 7 m. Overflaten ligger nå på høydekote 180 m.o.h. med overdekning på 2 m til tunnel.

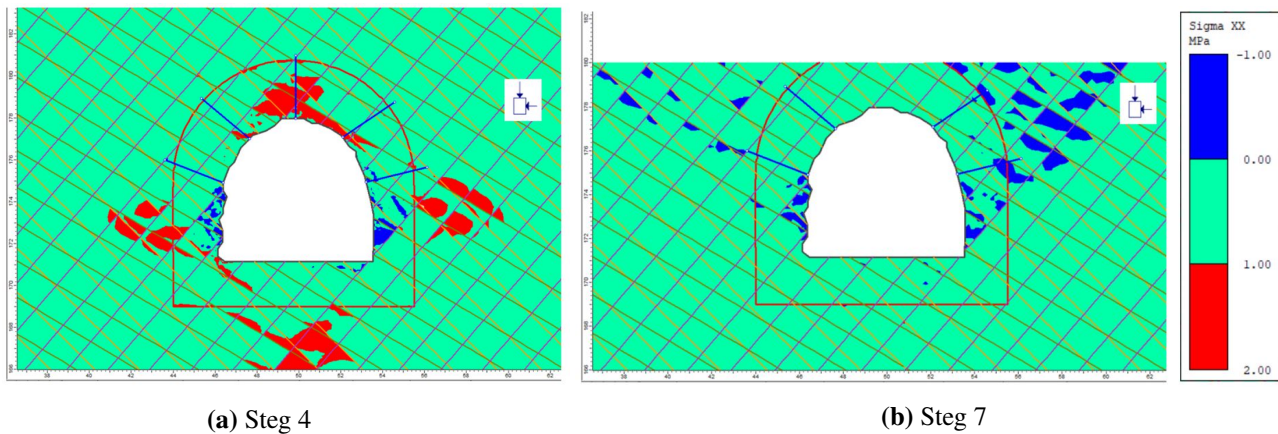
I steg 7 blir overdekningen kun redusert med 7 m da en salve på 15 m vil åpne tunnelen. 7 m reduksjon tilsvarer ca. en halv salve og da er det fortsatt 2 m overdekning ned til tunneltaket. En overdekning på 2 m kan karakteriseres som lav da overdekningen er lavere enn spennvidden til tunnelprofilen på 6,5 m (Statens vegvesen, 2020). Overdekningen er også lavere enn hva Franzefoss planlegger for fremtiden (Skaret, 2020). Resultatet av analysen vil derfor beskrive forhold som kanskje ikke kommer til å oppstå i fremtiden, men er allikevel tatt med for å beskrive de kritiske forholdene ved lav overdekning.

5.1.1 Analyse

I analysen av snitt B-B' er det kun valgt å ta med illustrasjoner fra RS2 for steg 4 og 7 (første og siste reduksjon i overdekning) for hver parameter. Steg 5 og 6 henvises til den grafiske utviklingen av steg 1-7 for hver parameter presentert i Kapittel 4.3.

Horisontalspenning (σ_{xx})

Utviklingen av σ_{xx} i steg 4 og 7 rundt tunnelprofilen i snitt B-B' er presentert på henholdsvis Figur 5.2a og 5.2b. Det refereres også til den grafiske utviklingen av σ_{xx} for steg 1-7 på Figur 4.9. Det refereres til de samme punktene A-F markert på Figur 4.8.



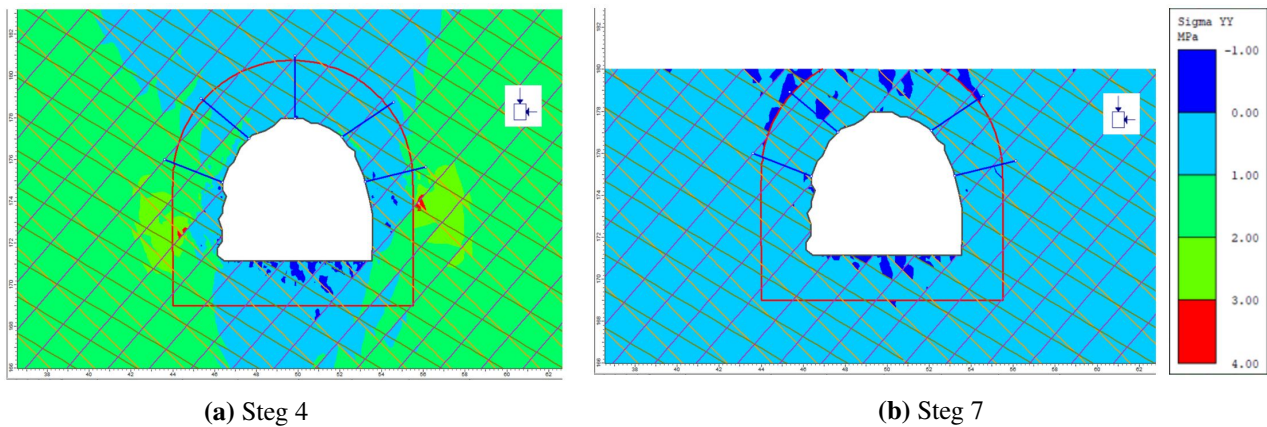
Figur 5.2: Utvikling av σ_{xx} i steg 4 og steg 7 i snitt B-B'

I steg 4 på Figur 5.2a utvikles det større områder med strekkspenning i venstre og høyre vegg, som ble observert i steg 3 i kapittel 4.3. Områdene utvikler seg også frem til steg 7. I steg 7 krysser overdekningen forstyrrelsessonen og det induseres strekkområder diagonalt oppover mot overflaten fra både venstre og høyre vegg. Områdene er spredt, og er avgrenset av sprekkesettene. Det oppstår ikke strekk i verken heng eller i såle. I steg 4 utvikles det områder med spenningskonsentrasjoner på opptil 2 MPa i heng og langs veggene og sålen utenfor forstyrrelsessonen, markert med rød farge. Disse områdene reduseres til under 1 MPa i steg 7, som for resterende bergmasse. Dette er svært lave spenninger som betyr at det kan være lav innspenning i bergmassen. Den horisontale spenningen avtar med reduksjon i overdekning fordi den igjen avhenger av den vertikale spenningskomponenten, som avtar ved redusert overdekning.

Den grafiske utviklingen av σ_{xx} i steg 1-7 på Figur 4.9 bekrefter disse observasjonene. Grafene viser at i steg 4 er spenningen høyest i hengen (punkt A) og i bergmassen utenfor forstyrrelsessonen langs veggene (punkt E og F). I steg 4-7 reduseres σ_{xx} i disse punktene for hver reduksjon i overdekning. Verdien reduseres fra maksimalt 1,2 MPa i heng i steg 4 til ca. 0,2 MPa i steg 7. I høyre vegg viser grafen strekkspenning på ca. -0,05 MPa i steg 4 og øker til nær 0 MPa i steg 5-7, som i venstre vegg. Det er imidlertid fortsatt strekkspenning i veggene som vist i Figur 5.2a, men det avhenger av hvilket punkt som analyseres. I sålen øker σ_{xx} fra steg 3-4 og er tilnærmet konstant på 0,1 MPa i steg 4-7.

Vertikalspenning (σ_{yy})

Utviklingen av σ_{yy} rundt tunnelprofilen i snitt B-B' i steg 4 og 7 er presentert på henholdsvis Figur 5.3a og 5.3b. Det refereres også til den grafiske fremstillingen av σ_{yy} for steg 1-7, presentert på Figur 4.10.



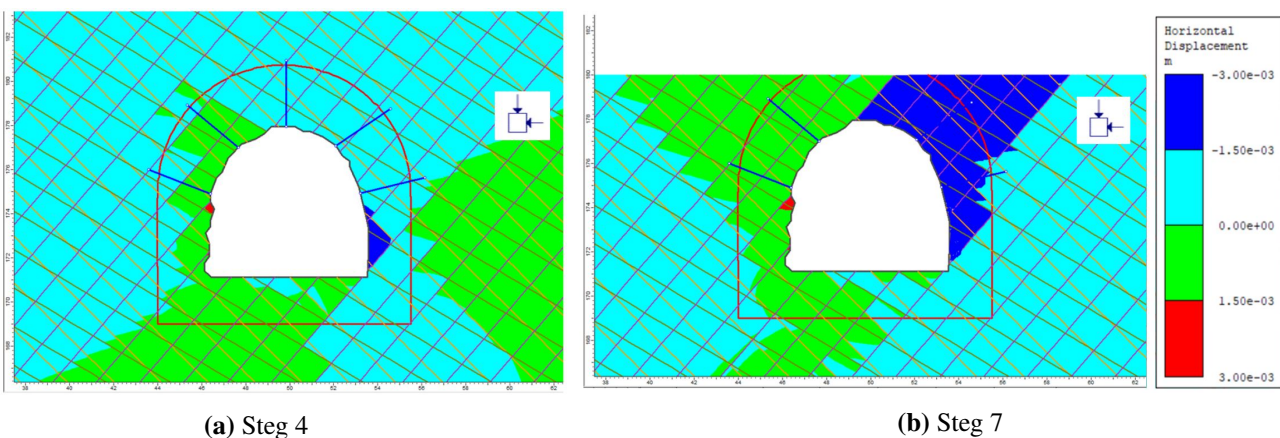
Figur 5.3: Utvikling av σ_{yy} i steg 4 og steg 7 i snitt B-B'

Spenningsfordelingen i steg 4 er tilnærmet lik rundt tunnelkonturen som i steg 3 på Figur 4.10. Spenningen er lav og er under 1 MPa i det lyseblå området. De største spenningene oppstår i bergmassen utenfor forstyrrelsessonen langs veggene med maksimal verdi på 3-4 MPa i steg 4. Fra steg 4-7 reduseres de vertikale spenningene til under 1 MPa i hele modellen som vist på Figur 5.3b. I steg 4 er det kun utviklet strekkspenning i sålen og enkelte plasser langs høyre vegg. I steg 7 er det fortsatt strekkspenning i sålen men det induseres også strekkspenning oppover mot overflaten fra hengen.

Den grafiske fremstillingen på Figur 4.10 bekrefter også at den vertikale spenningen reduseres i alle punkt, A-F, for hver reduksjon i overdekning i steg 4-7. Bakgrunnen for reduksjon i vertikalspenninger er reduksjon i vekt av overliggende bergmasser.

Horisontal deformasjon

Utvikling av den horisontale deformasjonen i steg 4 og 7 er presentert på henholdsvis Figur 5.4a og 5.4b. Den grafiske fremstilling av deformasjon mellom høyre og venstre vegg, punkt A og B, på Figur 4.13 er gjeldene i dette kapitlet for steg 4-7.



Figur 5.4: Utvikling av horisontal deformasjon i steg 4 og steg 7 i snitt B-B'

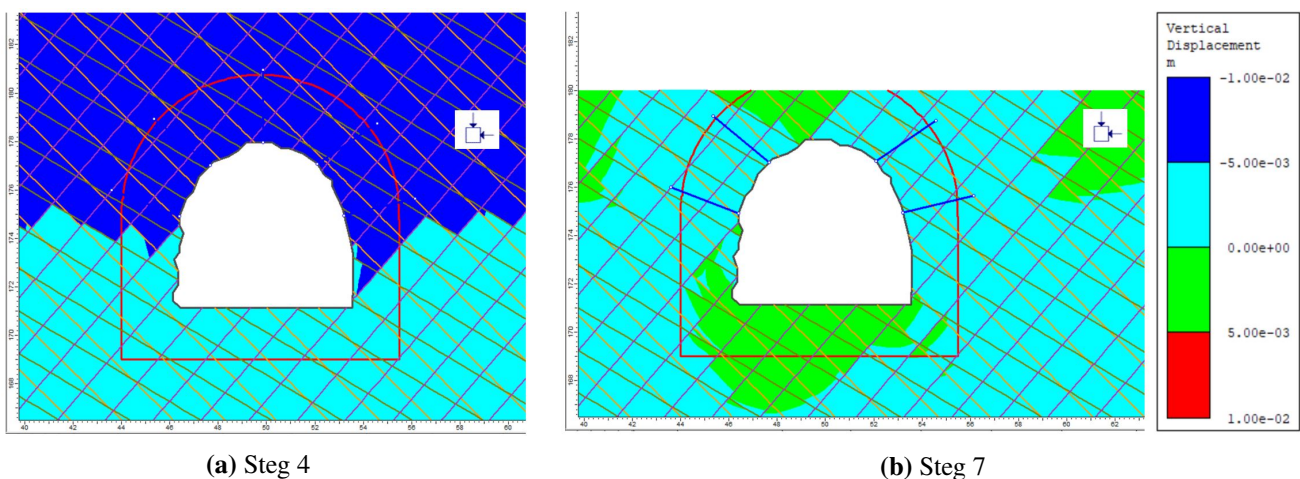
Innenfor forstyrrelsessonen er den horisontale deformasjonen negativ langs høyre vegg og i heng

i steg 4, markert i lys blå farge på Figur 5.4a. Et lite område i vegg har høyere deformasjon på -3 mm. Deformasjonsbevegelsen er derfor mot venstre og inn mot tunnelåpningen i høyre vegg. Utenfor sonen i høyre vegg er deformasjonen positiv, i grønn farge. Langs venstre vegg, og i sålen innenfor forstyrrelsessonen, er den horisontale deformasjonen positiv. Det betyr at deformasjonsretningen er mot høyre og inn mot tunnelåpningen. Utenfor sonen er deformasjonen negativ. I steg 7 øker deformasjonen i høyre vegg til -3 mm, mens deformasjonen er tilnærmet lik i venstre vegg.

Grafen over konvergens mellom tunnelveggene, på Figur 4.13, bekrefter at det fortsatt er konvergens i steg 4. Grafen viser også at konvergens avtar i steg 4-6, som betyr at avstandene i konturen øker mellom veggene i forhold til steg 3. Konvergens er allikevel positiv som betyr at konturen er komprimert i forhold til original kontur. I steg 7 øker konvergens til 5 mm.

Vertikal deformasjon

Den vertikale deformasjonen i steg 4 og 7 er presentert på henholdsvis Figur 5.5a og 5.5b. Den grafiske fremstilling av vertikal deformasjon i heng og såle, for steg 1-7, er presentert på Figur 4.14.



Figur 5.5: Utvikling av vertikal deformasjon i steg 4 og steg 7 i snitt B-B'

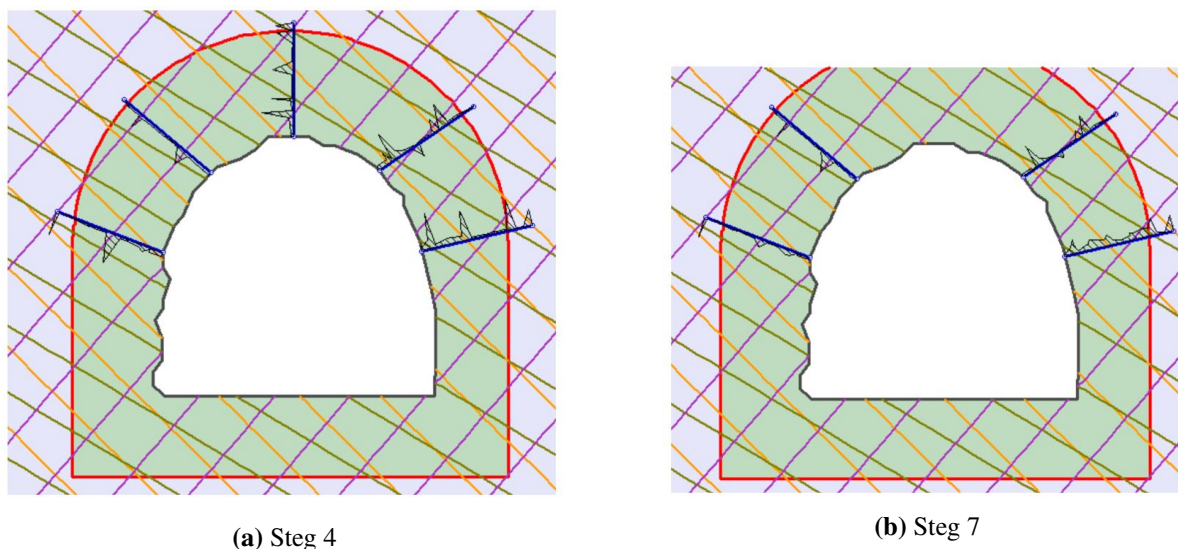
Den vertikale deformasjonen er negativ rundt hele tunnelprofilen i steg 4. Negativ deformasjon betyr at bergmassen presses nedover mot tunnelåpningen i heng og i bergmassen generelt. Det er imidlertid mer nedadgående deformasjon i heng enn i sålen, opptil -10 mm i heng og -5 mm i såle. Avstanden mellom heng og såle avtar i forhold til original kontur. I steg 7 avtar vertikal deformasjon i hele modellen. Deformasjonen i sålen blir positiv i steg 7 som betyr at deformasjonsretningen peker vertikalt oppover i tunnelkonturen. Det utvikles også områder mot overflaten med positiv, oppadgående deformasjon, i grønn farge. Dette kan forestille en slags oppdrift i bergmassen da vekten av overliggende bergmasse forsvinner og bergmassen beveger seg oppover. Størrelsen på deformasjonen er på opptil 5 mm.

Reduksjon i vertikal deformasjon bekreftes også på den grafiske fremstillingen på Figur 4.15. Grafene viser at deformasjonen avtar i heng og såle mellom steg 4-7 i forhold til dagens situasjon i steg 3.

Det forklarer hvorfor grafen for konvergens også avtar. I steg 4 er konvergens på 6 mm og reduseres til 2 mm i steg 7.

Boltekapasitet

Utviklingen av aksialkraft mot boltene i heng fra steg 4 til steg 7 er vist på henholdsvis Figur 5.6a og 5.6b. I steg 7 utgår boltene midt i hengen da overdekningen er lavere enn lengden på boltene. Det er derfor ingen sikring midt i hengen i dette steget.

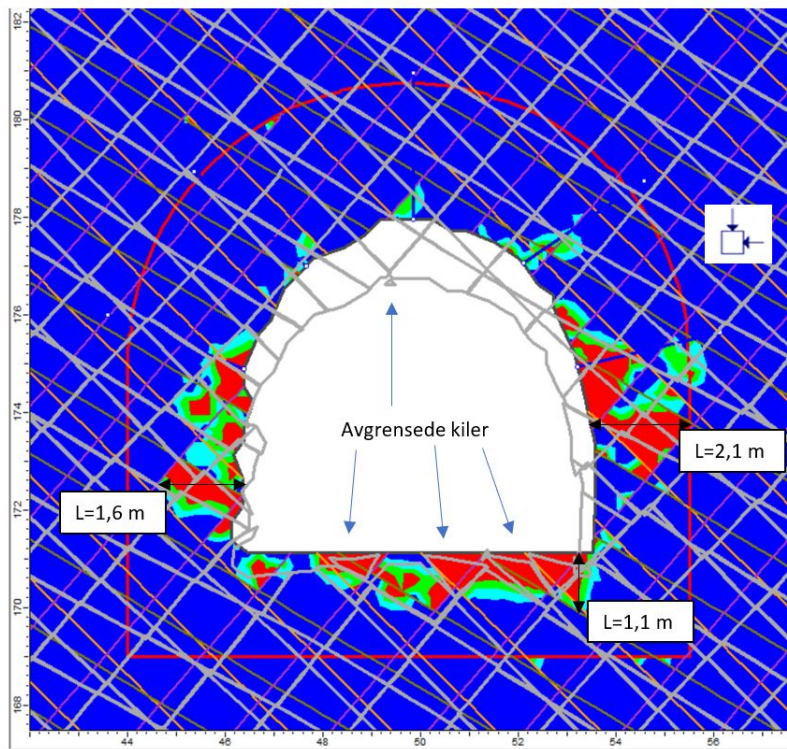


Figur 5.6: Utvikling av aksialkraft langs boltene i heng i steg 4 og steg 7 i snitt B-B'. Maksimal- og minimalverdi opptrer i steg 4 på 0,13 MN og -0,05 MN.

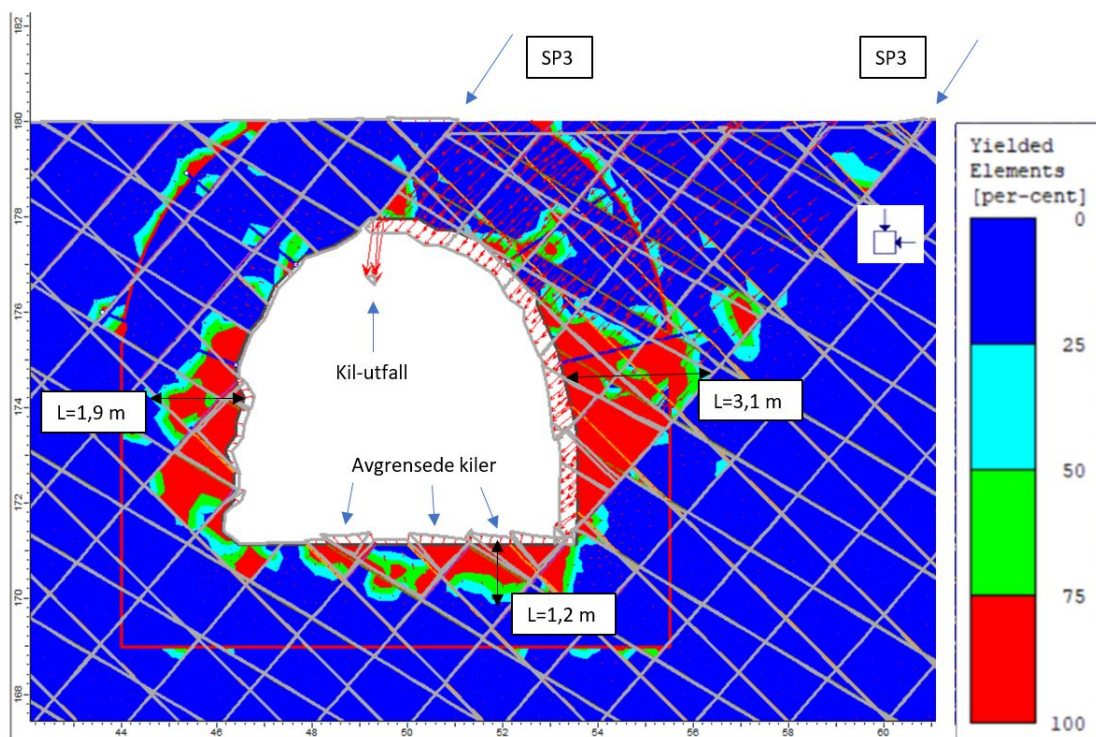
Figuren viser en ujevn kraftfordeling langs boltene i både steg 4 og steg 7. Kraften mot boltene avtar ved reduksjon i overdekning. Maksimal aksialkraft oppstår i steg 4 mot boltene i overgangen til høyre vegg og er på 0,13 MN. I steg 7 reduseres den til 0,08 MN. Det utvikles også strekk langs boltene til høyre i heng med minimal aksialkraft på -0,05 MN i steg 4. I steg 7 øker den til -0,03 MN. Kapasiteten til boltene er definert i Tabell 4.4 og har maksimal kapasitet på 0,22 MN. Aksialkraft mot boltene i steg 4-7 er lavere enn boltekapasiteten, som forklarer hvorfor det ikke oppstår brudd i boltene. Bakgrunnen for dette kan være reduksjon i overdekning og mindre vekt fra overliggende bergmasse som virker mot boltene.

Bruddutvikling og deformasjon av kontur

Utvikling av bruddsone og deformasjon av tunnelkonturen er et resultat av spenningene og deformasjonen som oppstår i bergmassen under utgraving av tunnel og reduksjon i overdekning. Figur 5.7 viser utviklingen av bruddsone og deformasjon av kontur i steg 4 og 7. Deformasjon av konturen er basert på total deformasjon i bergmassen. Utstrekning til bruddsonen er markert med L.



(a) Steg 4



(b) Steg 7

Figur 5.7: Utvikling av bruddsone og deformert kontur i steg 4 og steg 7 i snitt B-B'. L= utstrekning til bruddsone og SP3= sprekksett 3.

I steg 4 bekrefter den deformerte konturen på Figur 5.7a at den nedadgående vertikale deformasjonen i heng er større enn i sålen, da konturen er forflyttet ned i tunnelåpningen. I veggene blir også

bergmassen presset inn mot tunnelåpningen, og tunnelkonturen krymper. Det bekrefter horisontal og vertikal konvergens som beskrevet på den grafiske utviklingen på henholdsvis Figur 4.13 og 4.15.

I steg 7, på Figur 5.7b, har tunnelkonturen blitt forflyttet oppover i bergmassen fra steg 4. Det bekrefter den avtagende vertikale konvergens fra steg 4-7 som beskrevet i analysen. De røde pilene på Figur 5.7b viser deformasjonsvektorer med retning og størrelse. I høyre vegg er deformasjonsvektorene større inn mot tunnelåpningen enn i venstre vegg. I venstre vegg er deformasjon tilnærmet ikke-eksisterende i følge deformasjonspilene. Dette bekrefter også konvergens mellom veggene. Retningen til deformasjonen følger fallretningen til sprekkesett 3 (SP3) fra overflaten og ned langs høyre halvdel av tunnelprofilen. Overflaten i modellen blir presset nedover i bergmassen med den nedadgående deformasjonsretningen. Den løse kilen i hengen som ble observert i steg 3 på Figur 4.17 falt ut i steg 7, som vist på Figur 5.7b. Det er ikke observert flere potensielle kil- eller blokkutfall enn denne kilen i steg 4 eller steg 7.

I sålen har de observerte kilene fra steg 3 blitt presset høyere opp i steg 7. Deformasjonspilene viser vertikal oppadgående deformasjon og deformasjonen er på ca. 5 mm. Kilene som ble observert i veggene i steg 3 har ingen antydning til utfall i steg 4-7.

Bruddsonen rundt tunnelprofilen øker i utstrekning fra steg 4-7 i følge Figur 5.7. I høyre vegg øker bruddsonen fra 2,1-3,1 m og når utenfor forstyrrelsessonen. Utstrekningen i høyre vegg er den største i modellen. I venstre vegg utvider også sonen seg fra 1,6-1,9 m i steg 4-7. I hengen er det kun små, og avgrensede bruddsoner i både steg 4 og 7. I sålen har bruddsonen utstrekningen på 1,1-1,2 m i steg 4-7 og har tilnærmet lik utstrekning ved reduksjon i overdekning.

Boltene på 3 m er forankret i uforstyrret bergmasse på venstre halvdel av heng mens i høyre vegg er boltene forankret i enden av bruddsonen på 3,1 m. I midten av heng er det ingen sikring i steg 7, men det er ingen antydning til utfall eller store deformasjoner, bortsett fra den lille kilen markert på Figur 5.7b.

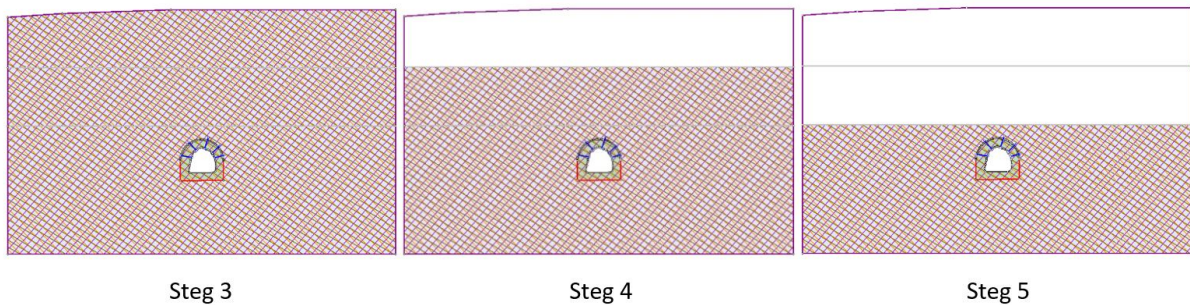
Stabiliteten vil vurderes og konkluderes sammen med analysen av snitt C-C' i diskusjonsdelen i Kapittel 5.3.

5.2 Snitt C-C'

I dette delkapitlet vil det bli utført en analyse av snitt C-C' basert på fremtidig reduksjon i overdekning. Samme modell og inngangsparametere av snitt C-C' i RS2 vil bli brukt i denne analysen som for dagens situasjon i Kapittel 4.

Reduksjon i overdekning utføres stegvis med 15 m slik som for snitt B-B' i Kapittel 5.1. Overdekningen vil være ulik overdekningen i snitt B-B' i de ulike stegene på grunn av ulik topografi i snittene.

I snitt C-C' vil overdekningen kun reduseres i to steg, steg 4 og 5, før overdekningen er for lav (5 m) for en ny salve. Reduksjonssekvensen i snitt C-C' er presentert på Figur 5.8 for steg 3-5. Steg 3 er tatt med i sekvensen for å vise opprinnelig overdekning. Steg 4 og 5 vil analyseres i dette delkapitlet.



Figur 5.8: Reduksjonssekvens av overdekning i snitt C-C' fra steg 3-5 i modellen fra RS2.

I **steg 3** er overdekningen lik opprinnelig overdekning. Høyestliggende overflate er på 213 m.o.h. med maksimal overdekning på 35 m til tunnel.

I **steg 4** blir overdekningen redusert med 15 m. Overflaten ligger på høydekote 198 m.o.h. med overdekning på 20 m til tunnel.

I **steg 5** blir overdekningen redusert med 15 m. Overflaten ligger på høydekote 183 m.o.h. med overdekning på 5 m til tunnel.

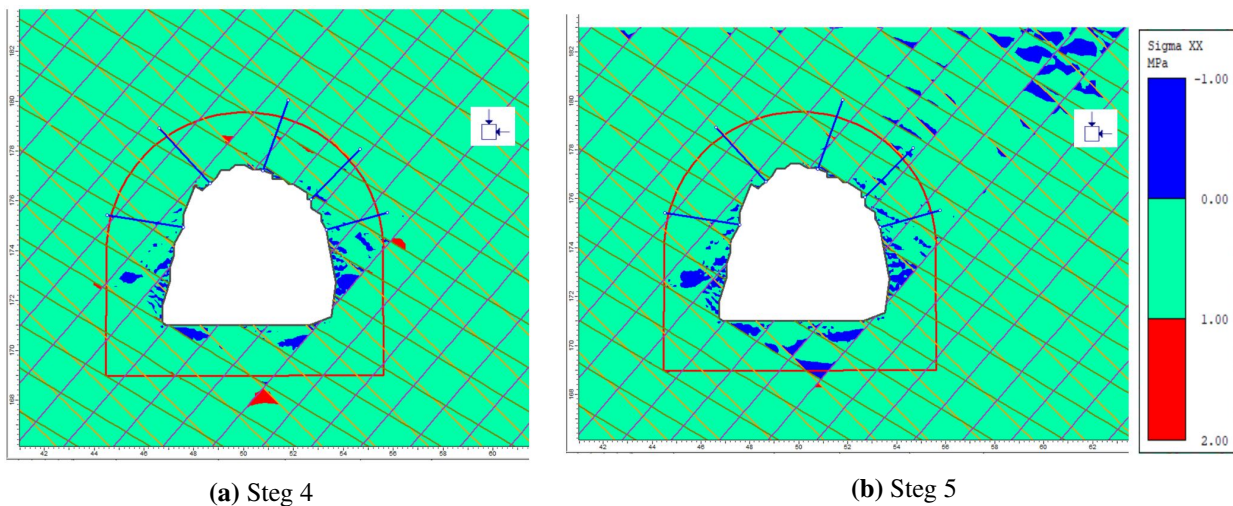
Sprengningsplanene til Franzefoss er å planere ut dagbruddet ned til høydekote 213 som nevnt i innledningen til kapitlet. Denne analysen starter på høydekote 213 i steg 3 vil derfor vurdere overdekning og forhold i bergmassen som kanskje ikke kommer til å oppstå i fremtiden. Det er allikevel valgt å utføre analysen for å vurdere stabiliteten og kritiske forhold ved lavere overdekning. En overdekning på 5 m kan karakteriseres som lav da overdekningen er lavere enn spennvidden på tunnelprofilen på 6,5 m (Statens vegvesen, 2020).

5.2.1 Analyse

Stabilitetsanalysen utføres ved å analysere samme parametere som for snitt B-B' i Kapittel 5.1. I analysen vil illustrasjoner av resultatene fra RS2 presenteres for både steg 4 og 5. Stabilitetsproblemer i bergmassen for fremtidens forhold, i både snitt B-B' og C-C', vil diskuteres i Kapittel 5.3.

Horisontalspenning (σ_{xx})

Utviklingen av σ_{xx} i steg 4 og 5, ved redusert overdekning, er presentert på henholdsvis Figur 5.9a og 5.9b. Det henvises også til den grafiske utviklingen av σ_{xx} for steg 1-5 på Figur 4.19 der steg 4 og 5 er gjeldene for dette kapitlet.

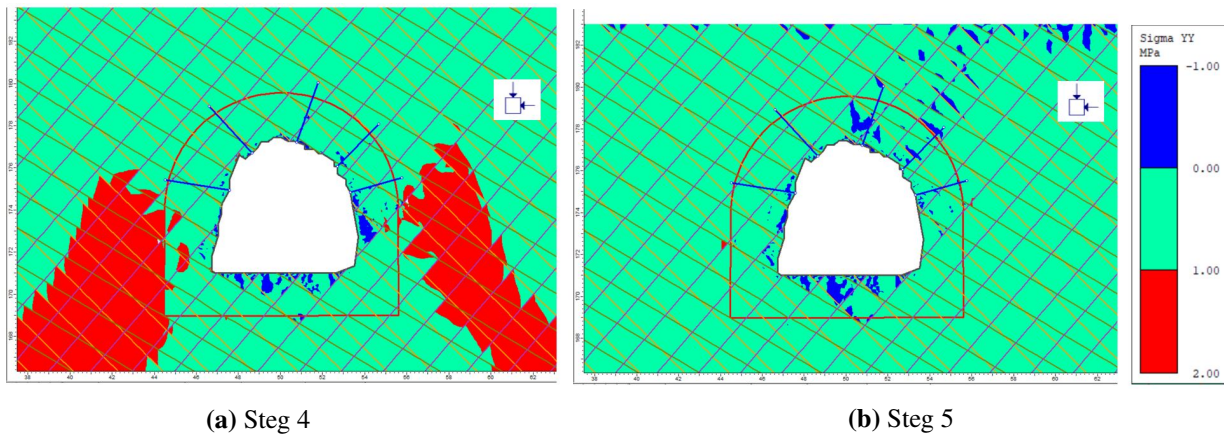


Figur 5.9: Utvikling av σ_{xx} i steg 4 og 5 i snitt C-C'

Langs veggene og sålen i steg 4 har strekkspenning utviklet seg innenfor forstyrrelsessonen, markert med mørk blå farge. I steg 5 øker utstrekningen av strekkspenningen mot kanten av forstyrrelsessonen, spesielt i sålen. Det induseres også strekkspenning opp mot overflaten på høyre side i modellen. Utenfor forstyrrelsessonen utvikles det spenningskonsentrasjoner i steg 4 på opptil 2 MPa, markert i rød farge. Denne sonen reduseres til under 1 MPa i steg 5. Horisontalspenningen i resterende bergmasse er på 0-1 MPa både i steg 4 og 5. Den grafiske utviklingen på Figur 4.19 bekrefter også disse observasjonene, da horisontalspenningen reduseres i alle punkt rundt tunnelprofilen i steg 4-5 i forhold til steg 3. Dette betyr at innspenningen i bergmassen også avtar, som kan bidra til økt risiko for kil- og blokkutfall.

Vertikalspenning (σ_{yy})

Ved reduksjon av overdekning fordeler σ_{yy} seg som vist på Figur 5.10a og 5.10b, for henholdsvis steg 4 og 5. I steg 4 er det indusert strekkspenning hovedsaklig i sålen og i høyre vegg men også enkelte steder i venstre vegg og heng. Disse sonene øker i utbredelse fra steg 4 til 5, og det induseres også strekkspenning opp mot overflaten. I resterende bergmasse i steg 4 og 5 er spenningsnivået på 0-1 MPa.

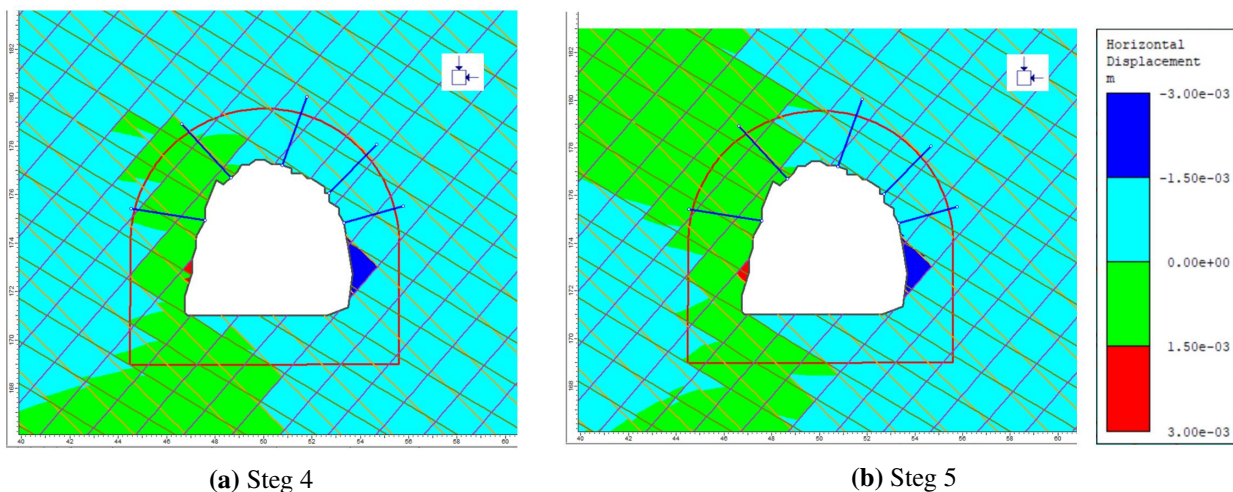


Figur 5.10: Utvikling av σ_{yy} i steg 4 og 5 i snitt C-C'

I følge den grafiske fremstillingen av σ_{yy} på Figur 4.21 er det også høyest vertikalspenning utenfor forstyrrelsessonen, i punkt E og F, i steg 4. Spenningsnivået ble målt til 1,2 MPa. Fra steg 3-5 reduseres spenningen i alle punkt rundt tunnelprofilen til under 0,5 MPa.

Horisontal deformasjon

Utviklingen av den horisontale deformasjonen rundt tunnelprofilen for steg 4-5 er presentert på henholdsvis Figur 5.11a og 5.11b. Det henvises også til den grafiske utviklingen av deformasjon og konvergens mellom tunnelveggene for steg 1-5 på Figur 4.23. Steg 4 og 5 vil omtales i dette kapitlet.



Figur 5.11: Utvikling av horisontal deformasjon i steg 4 og 5 i snitt C-C'

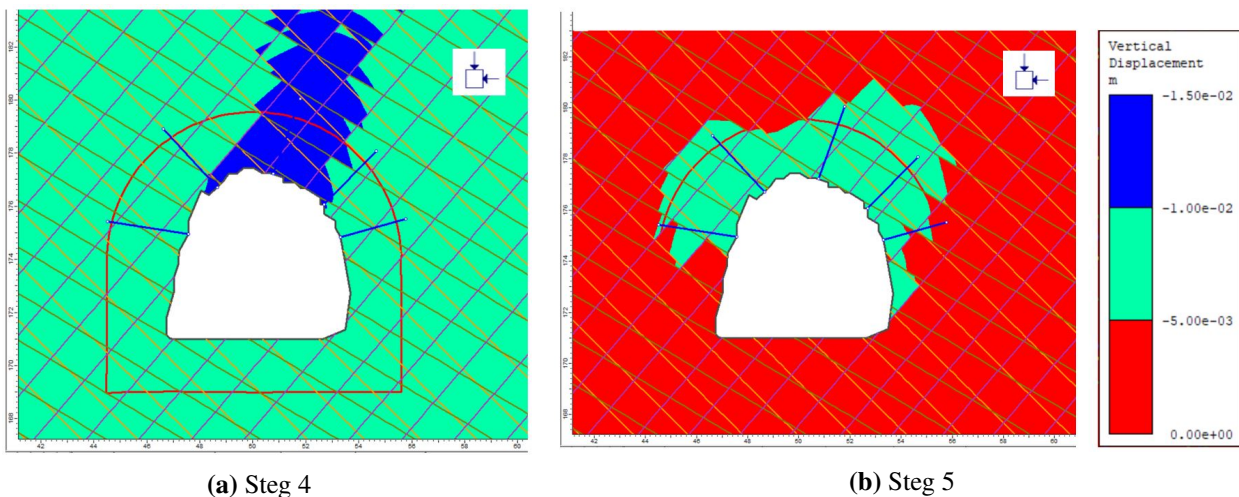
Innenfor forstyrrelsessonen er det fortsatt positiv deformasjon langs venstre tunnelvegg i steg 4, som i steg 3. Deformasjonen er på under 1,5 mm og bergmassen deformeres mot høyre og inn mot tunnelåpningen. Det er et lite markert område i rød farge som har høyere deformasjon på 3 mm. I den høyre delen av modellvinduet er deformasjonen negativ på opptil -1,5 mm. Det betyr at deformasjonsretningen er mot høyre. Et definert område langs konturen har høyere deformasjon på ca. -3 mm og er markert med mørk blå farge. I steg 5 på Figur 5.11b er deformasjonsforholdene like rundt

tunnelprofilet i som i steg 4. Det har imidlertid blitt induisert høyere deformasjon opp mot overflaten på venstre side av modellen.

Den grafiske utviklingen på Figur 4.23 bekrefter også en tilnærmet konstant horisontal deformasjon fra steg 3-5 i veggene. Grafen viser fortsatt større deformasjon i høyre vegg enn venstre vegg. Dette tilsvarer positiv konvergens. Konvergensen mellom veggene utvikler seg i takt med den konstante deformasjonen fra steg 3-5 på ca. 2 mm.

Vertikal deformasjon

Fordelingen av vertikal deformasjon rundt tunnelprofilet på Figur 5.12 viser at den vertikale deformasjonen er negativ i hele modellen i både steg 4 og 5. Det betyr en vertikal nedadgående deformasjonsretning.

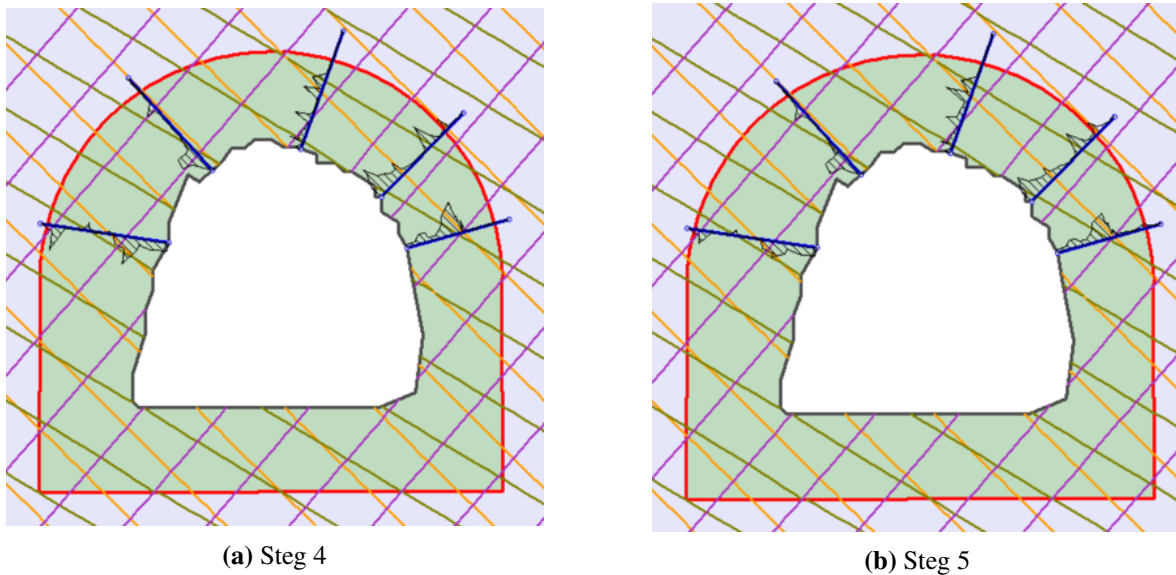


Figur 5.12: Utvikling av vertikal deformasjon i steg 4 og 5 i snitt C-C'

Deformasjonen er høyere i hengene enn i sålen opptil -15 mm og -5 mm i steg 4. Det betyr at hengene deformeres mer ned mot tunnelåpningen enn sålen deformeres ned i bergmassen under. Figur 5.12 viser også at deformasjonen avtar fra steg 4 til 5 rundt tunnelprofilet, men at det er fortsatt høyest nedadgående deformasjon i heng på -10 mm. Den grafiske utviklingen på Figur 4.25 bekrefter disse observasjonene. Deformasjonen i heng og såle avtar mellom steg 3-5 og det samme gjør konvergensen. I steg 5 er konvergensen på ca. 2 mm.

Boltekapasitet

Utvikling av aksialkraft langs boltene fra steg 4 til 5 er presentert på Figur 5.13. Lengden til boltene i heng er kortere enn overdekningen som betyr at alle bolter tar opp last i steg 5, i motsetning til steg 7 i snitt B-B'.

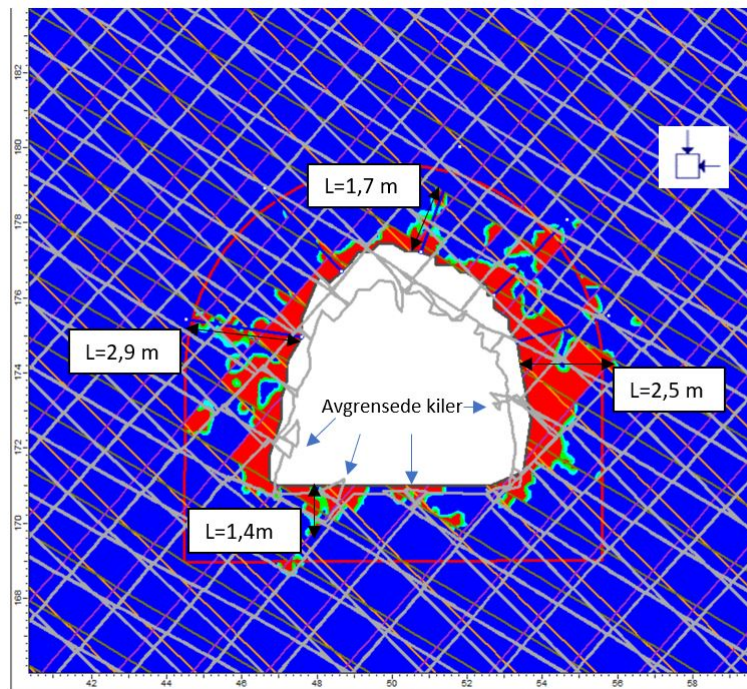


Figur 5.13: Utvikling av aksialkraft langs boltene i steg 4 og 5 i snitt C-C'. Maksimal- og minimal aksialkraft oppstår i steg 4 og er på henholdsvis 0,14 MN og -0,03 MN.

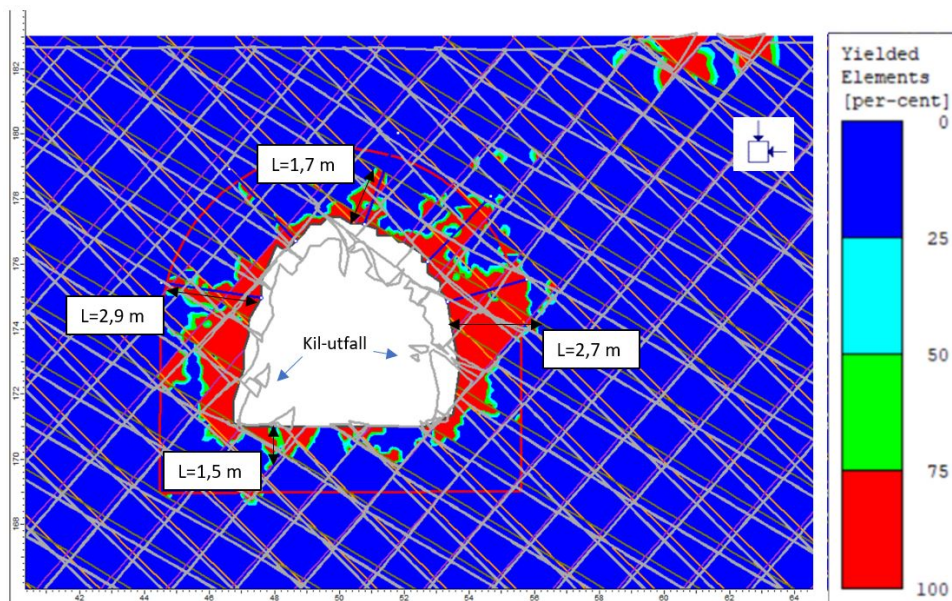
Figuren viser at aksialkraften varierer langs boltene og reduseres ved reduksjon i overdekning. Da reduseres vekt av overliggende masser som virker mot boltene. Maksimal aksialkraft opptrer i boltene i overgang til høyre vegg, og er på 0,14 MN i steg 4. I steg 5 reduseres aksialkraften til 0,11 MN. Den laveste aksiale kraften inntreffer i boltene i overgangen til venstre vegg, og er på -0,03 MN i steg 4. Dette indikerer strekk. Aksialkraften i boltene øker til -0,02 MN i steg 5. Maksimal kapasitet til boltene på 0,22 MN blir derfor ikke oversteget i verken steg 4 og 5. Det kan forklare hvorfor det ikke oppstår brudd langs boltene.

Utvikling av bruddsone og deformasjon av tunnelkontur

Utvikling av bruddsone og deformasjon av tunnelkonturen er et resultat av deformasjonen og spenningene som virker i bergmassen. Denne utviklingen er vist på Figur 5.14 for steg 4 og 5.



(a) Steg 4



(b) Steg 5

Figur 5.14: Utvikling av bruddsone og deformert kontur i steg 4 og 5 i snitt C-C'. Avgrensede kiler og kilutfall er markert. L= utstrekning til bruddsone.

I både steg 4 og 5 har tunnelkonturen blitt presset nedover i tunnelåpningen i heng og nedover i bergmassen under sålen. I veggene presser deformasjonen tunnelkonturen inn mot tunnelåpningen. Det oppstår derfor konvergens i tunnelprofilet som beskrevet under vertikal og horisontal deformasjon i dette delkapitlet. I den deformerte konturen i steg 4 er det observert flere avgrensede kiler i veggene og i sålen, som også ble observert i steg 3 på Figur 4.27. Det er imidlertid ikke tegn til utglidning i steg 4, men i steg 5 blir to kiler i høyre vegg presset ut fra konturen. Kilen i venstre vegg har tydelig løsnet fra konturen og kan potensielt gli ut på grunn av gravitasjon. I sålen er det ikke kinematisk

mulig for utglidning av de avgrensede kilene på grunn av gravitasjonskraft mot sålen. I hengen er det ingen indikasjon på blokkutfall i verken steg 4 eller 5.

Bruddsonen har størst sammenhengende utstrekning innenfor forstyrrelsessonen rundt tunnelprofilen. I vestre og høyre vegg er utstrekningen på henholdsvis 2,9 m og 2,5-2,7 m i steg 4-5. Det viser at bruddsonen utvider seg i høyre vegg ved lavere overdekning. I venstre vegg er maksimal utstrekning tilnærmet lik. Bruddsonen i hengen i snitt C-C' har større utstrekning enn i snitt B-B' og er på 1,7 m i både steg 4 og 5 i følge Figur 5.14. I sålen er det kun utviklet brudd i enkelte avgrensede soner, med utstrekning på inntil 1,4-1,5 m. Det har også blitt utviklet bruddsoner langs overflaten på høyre side i modellen. To kiler blir presset opp mot overflaten i disse sonene mens resterende overflate blir presset nedover i bergmassen.

Boltene innsatt i midtdelen av heng er forankret i uforstyrret bergmasse utenfor forstyrrelsessonen. Lengden på boltene er derfor tilfredstillende her. I overgangen til veggene er boltene forankret i bergmasse som har gått i brudd.

5.3 Diskusjon

Ved reduksjon i overdekning har både spenning- og deformasjonsforholdene i bergmasse blitt endret i forhold til dagens forhold i snitt B-B' og C-C'. Påvirkningen denne endringen har på stabiliteten til tunnelen, og bergmassen rundt, vil diskuteres i dette delkapitlet.

Både horisontal- og vertikalspenningene i snitt B-B' og C-C' ble redusert ved reduksjon i overdekning. Maksimal spenning etter siste reduksjon i begge snitt var under 0,5 MPa. Overdekningen ved siste reduksjon var på 2 m og 5 m i henholdsvis snitt B-B' og C-C' som påvirker spenningsforholdet. Som nevnt i Kapittel 4.5 vil lave spenninger kunne føre til lavere innspenningen i bergmassen og risiko for utfall. Bruddannelse i bergmassen oppstod innenfor forstyrrelsessonen der bergmassen er svakere enn i resterende bergmasse og spenningen var lav. Bergmassen har lavere kapasitet til å motstå deformasjon og oppta strekkspenninger som induseres i denne sonen. Bruddsonen hadde maksimal utstrekning i høyre vegg på 3,1 m i snitt B-B' og 2,7 m i snitt C-C' ved siste reduksjon i overdekning. Dette er forholdsvis stor utstrekning da spennvidden til tunnelprofilen er på 6,5 m. Konvergens mellom høyre og venstre vegg var på inntil 5 mm i begge snitt som er lavt i forhold til spennvidden. Lav konvergens samsvarer ikke helt med den store bruddsonen, og kan antyde lav bevegelse i bergmassen. Bergarten har høy E-modul og UCS og har derfor høy motstand mot deformasjon.

I steg 3 ved dagens forhold var konvergens på 4 mm noe som ikke var merkbart ved befaring i tunnelen. Derfor er det sannsynlig at horisontal konvergens på 5 mm i fremtiden heller ikke vil føre til synlige deformasjonsproblemer. Da spenningene og deformasjon i bergmassen er lav, er det liten sannsynlighet for at stor-skala spenningsproblemer i form av avskalling, sprak og skvising vil kunne

oppstå (Nilsen & Palmström, 2000).

Kil-utfall oppstod i hengen i snitt B-B' og i veggene i snitt C-C', henholdsvis i steg 7 og steg 5. Avgrensede kiler i konturen gled ut som følge av deformasjon mot tunnelåpningen og gunstig orienterte sprekkesett. Kil-dannelse ble forutsett i hengen basert på stereonettet på Figur 4.7. Størrelsene på kilene er imidlertid små, på centimeter-størrelse, og vil dermed ikke føre til store skader i tunnelen. For å hindre slike små utfall i fremtiden anbefales det å påføre utvendig sikring på bergmassen i form av sprøytebetong eller sikkerhetsnett (mesh). Utvendig sikring vil ikke påvirke den lastbærende evnen til bergmassen slik som innvendig sikring gjør og vil kun hindre små utfall i tunnelen (Li, 2018). Da sikkerhetsnett kan være krevende og dyrt å påføre på store areal kan det være mer gunstig å påføre sprøytebetong. En tykkelse på 5-10 cm er vanligvis tilfredstillende som permanent sikring i tunnel og bergrom (Nilsen, 2016).

Kilene i bergmassen dannes av kryssende sprekkesett. I høyre og venstre vegg er sprekkeene gunstig orientert for å danne glideplan og kiler inn mot tunnelåpningen i både snitt B-B' og C-C'. Dette ble forklart i Kapittel 3.3.2 for dagens situasjon med henvisning til Figur 3.11. SP1 og SP3 har fallretning inn mot tunnelåpningen på ca. 45° i henholdsvis venstre og høyre vegg. Sprekkeflatene kan derfor opptre som glideplan for potensielle utglidninger da vinkelen mot tunnelprofilen er høy. I steg 7 i snitt B-B' på Figur 5.7b peker deformasjonsretningen nedover langs sprekkeplanet til SP3 i høyre halvdel av tunnelkonturen og inn mot tunnelåpningen. Bergmassen blir deformert langs sprekkeplanet og kan potensielt føre til flere utglidninger i tunnelåpningen. Det er ikke observert flere løse blokker eller kiler på modellene av snitt B-B' og C-C', men dette kan utvikles over tid da tidsfaktoren ikke er inkludert i programvaren. Deformasjonen er også svært lav som betyr at det er liten bevegelse i bergmassen, og eventuelle utglidninger vil kunne ta lang tid. Dette vil dermed ikke påvirke stabiliteten i stor grad. Ved befaring i tunnelen ble det også observert sterke sprekkematerialer som kvartsårer og plagioklas som kan gi ruhet og friksjon til sprekkeplanene. Sprekke materialet kan virke stabiliserende for utglidninger langs sprekkeplanene og er definert i RS2 som faktoren JRC (Nilsen, 2016).

Boltene som er satt inn i heng i både snitt B-B' og C-C' overskrider ikke maksimal kapasitet og går ikke i brudd. Boltene vil derfor kunne oppta last i bergmassen ved redusert overdekning. Påført kraft på boltene avtar ved hver reduksjon i overdekning som kan begrunnes ved at vekten til overliggende bergmasse avtar og mindre last påføres boltene. I steg 7 i snitt B-B' blir boltene i midtpunktet i heng ute av drift da overdekning er lavere enn lengden på boltene. Det er derfor ingen sikring i dette området i hengen, men det har liten betydning for deformasjon eller utglidning av blokker ifølge modellen på Figur 5.7. Boltelengden må tilpasses overdekning, men det er liten sannsynlighet at overdekningen når ned til 2 m hvis tunnelen fortsatt skal kunne brukes i fremtiden. I snitt B-B' var alle boltene forankret i uforstyrret bergmasse ved redusert overdekning, mens i snitt C-C' utviklet bruddsonen seg ut langs flere av boltene. Selv om noen av boltene i snitt C-C' er delvis forankret i forstyrret materiale så er deformasjonen i bergmassen svært lav i heng. Boltelengden ansees derfor som lange nok til å tåle deformasjonen og spenningene som oppstår i bergmassen. Ideelt sett bør alle bolter være forankret i uforstyrret bergmasse for å stå mest mulig stabilt og ta opp last (Nilsen, 2016).

I tunnelveggene har bruddsonen større utstrekning enn i heng, på opptil 3 m, og er ikke sikret med bolter. Deformasjonen bør derfor overvåkes i fremtiden for å kunne vurdere om sikringstiltak bør innsettes. Dette kan utføres ved konvergenzmåling, som beskrevet i Kapittel 3.12. Hvis deformasjonen øker ytterligere inn mot tunnelåpningen enn det modellene indikerer, kan det anbefales å innføre systematisk bolting her. Systematisk bolting vil kunne opprettholde styrken og den selvbærende egenskapen til bergmassen. Dette vil kunne hindre blokker i bergmassen fra å bli presset ut. Da boltene i heng ikke har gått i brudd og står stabilt i bergmassen kan det anbefales 3 m lange bolter med 2 m bolteavstand som i heng. Deformasjonen i bergmassen er lav og innstøpte kamstålbolter kan derfor anbefales (Li, 2018).

Bergmassen rundt tunnelprofilene i snitt B-B' og C-C' ved redusert overdekning anses som stabile i forhold til stor-skala stabilitetsproblemer. Spenningsforholdene er lave som betyr at det er risiko tilstede for utfall, men lav sannsynlighet for spenningsproblemer. Basert på modelleringen oppstår det kun små, lokale kil-utfall fra heng og vegger. Disse kan sikres ved påføring av sprøytebetong. Orienteringen til sprekkeplanene er gunstige i forhold til utglidning i både høyre og venstre vegg, med det er allikevel lav spenning og deformasjon i bergmassen til utpressing av store blokker. Ved økning i horisontal deformasjon kan det anbefales å innføre systematisk bolting i veggene som i heng.

Kapittel 6

Vurdering av ulike sikringsystem

I Kapittel 5 ble det anbefalt å innføre ekstra sikring i tunnelen i både snitt B-B' og C-C' for å unngå kil- og blokkutfall i fremtiden. Kilene som ble presset ut var på centimeter-størrelse og deformasjonen i bergmassen var lav. Derfor ble det i hovedsak anbefalt utvendig sikring i form av sprøytebetong.

I dette kapitlet vil derfor sprøytebetong med ulik tykkelse undersøkes i RS2 for å vurdere om det vil kunne hindre små kil-utfall i fremtiden, og om stabiliteten fortsatt opprettholdes. Valg av tykkelse og type sprøytebetong er basert på anbefalinger fra Q- og RMR-systemet etter utført bergmasseklassifisering i prosjektoppgaven. Anbefalingene vil først bli presentert for hvert system og deretter vil det velges ut én anbefaling fra hvert system som vil bli analysert for både snitt B-B' og C-C' i RS2. Det vil bli brukt samme modeller for snitt B-B' og C-C' med tilhørende inngangsparametere og reduksjonssekvens av overdekning som i analysene i Kapittel 4 og 5.

Sikringen som blir undersøkt i dette kapitlet vil sammenlignes med nåværende sikringsystem i tunnelen. Til slutt vil en anbefaling av sikringsystem som egner seg best for fremtidens forhold bli presentert.

6.1 Anbefalt sikring etter Q-systemet

Q-verdi ble vurdert for bergmassen på de tre lokasjonene vist på Figur 2.4. Verdiene ble regnet ut til å være mellom 0,4-6,3, som oppgitt i Tabell 2.1. Diagrammet i Vedlegg E brukes for å klassifisere bergmassen og dimensjonering av sikringsystem. I tillegg til Q-verdier avhenger klassifiseringen av sikkerhetskrav og spennvidde til tunnelen. Sikkerhetskravet avhenger av hva tunnelen blir brukt til og om det innebærer ferdsel og transport av mennesker. Kravet uttrykkes ved Excavation Support Ratio (*ESR*) der lav *ESR* gir høyt sikkerhetsnivå, mens høy *ESR* kan gi et akseptabelt lavere sikkerhetsnivå. Tabell på Vedlegg E oppgir ulike *ESR*-verdier for ulike formål (NGI, 2015). Det betyr at en tunnel med samme geometri og ingeniørgeologiske forhold kan ha helt ulike sikkerhetskrav etter hva

tunnelen blir brukt til.

Vertikalaksen på diagrammet i Vedlegg E er gitt ved faktoren ekvivalent dimensjon som er uttrykt ved ligningen:

$$\text{Ekvivalent dimensjon} = \frac{\text{Spennvidde i m}}{ESR} \quad (6.1)$$

(NGI, 2015).

Spennvidde i produksjonstunnelen er på maksimalt ca. 6,5 m, og denne verdien vil derfor brukes. Basert på tabellen i Vedlegg E blir ESR tilegnet verdien 1,3, da tunnelen er av mindre størrelse med kun ferdsel av mennesker ved vedlikeholdsarbeid. Innsatt i Ligning 6.1:

$$\text{Ekvivalent dimensjon} = \frac{6,5}{1,3} = 5,0$$

Ved bruk av Q-verdi og ekvivalent dimensjon kan den minste Q-verdien på 0,4 klassifiseres som svært dårlig kvalitet basert på Vedlegg E. Dette tilsvarer sikringskategori 5. Maksimumverdien på $Q=6,3$ klassifiseres som middels kvalitet og sikringskategori 3. Gjennomsnittsverdien på $Q=2,0$ tilsvarer dårlig kvalitet og sikringskategori 3. Sikringskategoriene anbefaler følgende sikringstiltak basert på diagrammet på Vedlegg E:

- Sikringskategori 3: Anbefaler systematisk bolting med 2,5 m lange bolter med avstand på 2 m og et 5-6 cm tykt lag med fiberforsterket sprøytebetong.
- Sikringskategori 5: Anbefaler 2,5 m lange bolter med 2 m avstand og 9-12 cm tykt lag med fibersforsterket sprøytebetong.

Boltelengder under 3 m er ikke like vanlig i Norge i dag og det kan derfor anbefales en minimumslengde på 3 m for både sikringskategori 3 og 5 (Li, 2018).

6.2 Anbefalt sikring etter RMR-systemet

RMR ble vurdert for bergmassen i dagbruddet på samme lokasjoner som for Q-verdiene. Vedlegg F angir bergmassekvalitet og sikringsklasser for ulike RMR-verdier. RMR-verdiene ble regnet ut til å være mellom 50-62, som oppgitt i Tabell 2.1.

I følge Vedlegg F tilsvarer laveste RMR-verdi, $RMR=50$, sikringsklasse 3 og at bergmassen er av middels god kvalitet. Gjennomsnittsverdien på $RMR=56$ tilsvarer også middels god kvalitet og sikringsklasse 3. $RMR=62$ tilsvarer bra kvalitet og sikringsklasse 2. Sikringsklassene anbefaler i følge Vedlegg F følgende sikringstiltak:

- Sikringsklasse 2: 3 m lange bolter med avstand på 2,5 m i heng. 5 cm sprøytebetong i heng hvor det er nødvendig. Sikkerhetsnett kan påføres ved behov.
- Sikringsklasse 3: systematisk bolting med 4 m lange bolter i heng og vegg med 1,5-2 m avstand. 5-10 cm sprøytebetong i heng og 3 cm i veggene. Påføring av sikkerhetsnett på hengen.

6.3 Analyse i RS2

Dette delkapitlet omfatter analysen av to ulike sikringssystem basert på anbefalingene fra Q- og RMR-systemet for snitt B-B' og C-C'. Det er valgt å ta utgangspunkt i de gjennomsnittlige Q- og RMR-verdiene som tilhører henholdsvis sikringskategori 3 og sikringsklasse 3. Analysen vil kun teste anbefalt sprøytebetong-tykkelse på tunnelkonturen da sprøytebetong ble anbefalt fra modellering av fremtidens forhold i Kapittel 5.

I modellering av sikringskategori 3, basert på Q-systemet, vil sprøytebetongtykkelsen settes til 6 cm på hele konturen. Sikringsklasse 3, basert på RMR-systemet, vil modelleres med 10 cm sprøytebetong i heng og 3 cm på veggene. Q- og RMR-systemet anbefaler også bolter i både heng og vegger på mellom 2,5- 4 m. Det er valgt å beholde de opprinnelige systematisk innsatte boltene på 3 m med bolteavstand på 2 m i heng, for både snitt B-B' og C-C'. Det er valgt å ikke sette inn ekstra bolter i veggene da deformasjonen i veggene ble analysert som lav, og det ble ikke observert deformasjonsproblemer ved befaring i tunnelen. Klassifiseringssystemene gir kun en veiledning for anbefalt sikringssystem, og hvert enkelt prosjekt må derfor vurdere om den anbefalte sikringen vil være gunstig for de gitte forholdene i prosjektet. I tillegg til numerisk analyse er det viktig med befaring i felt for å bestemme sikringssystem (NGI, 2015).

Analysen vil omfatte utvikling av bruddsone og vertikal- og horisontal konvergens rundt tunnelprofilene. I analysen vil det vises illustrasjoner fra RS2 for første og siste reduksjon i snitt B-B' (steg 4 og 7) og C-C' (steg 4 og 5). Avgrensede kiler som ble observert i steg 3 i Kapittel 4 vil undersøkes om de fortsatt vil bli presset ut i tunnelen. Det er valgt å ikke ta med spenningsfordeling i denne analysen da påføring av sprøytebetong ikke påvirker spenningsforholdet i bergmassen. Sprøytebetong er en utvendig sikring som kun vil hindre små utfall fra bergmassen å falle ned i tunnelen, som beskrevet i teoridelen om bergsikring i Kapittel 3.5. Det bidrar ikke med en lastbærende evne slik som innvendig sikring i form av bolter (Li, 2018). Spenningsfordelingen for snitt B-B' og C-C' refereres derfor til Kapittel 4 og 5 for henholdsvis dagens- og fremtidens overdekning.

Inngangsparametere til sprøytebetong i RS2

Inngangsparametere som er innsatt i RS2 for sprøytebetong er presentert i Tabell 6.1. Disse parametere er gjeldene for sprøytebetong anbefalt av både Q- og RMR-systemet.

Det er valgt å bruke betongtypen *standard beam* som tilsvarer sprøytebetong i programvaren. Sprøytebetongen er innsatt som et elastisk materiale da spenningene og deformasjonene er små i bergmassen, som beskrevet i Kapittel 5. Bruddutvikling i sprøytebetongen er derfor mindre sannsynlig og vil ikke modelleres. Q-systemet anbefaler fiberarmert sprøytebetong for sikringskategori 3, mens RMR-systemet ikke oppgir informasjon om type sprøytebetong for sikringsklasse 3. Det antas derfor uarmert sprøytebetong. Som forklart i Kapittel 3.5 vil fibre tilføre sprøytebetongen økt seighet og kan deformeres etter brudd. Uarmert sprøytebetong vil sprekke opp etter brudd og miste sin evne til å hindre utfall (Nilsen, 2016).

I RS2 vil det ikke kunne skilles mellom uarmert- og fiberarmert sprøytebetong ved analyse av et elastisk materiale. E-modul og Poisson's tall er parametere knyttet til de elastiske egenskapene til sprøytebetongen, og ikke til innhold av fiber. Derfor vil disse verdiene være like for begge sprøytebetongtypene. Verdiene er basert på data fra Eurokode 2 for betongtype B35 (Standard-Norge, 2018).

Tabell 6.1: Inngangsparametere for sprøytebetong i RS2

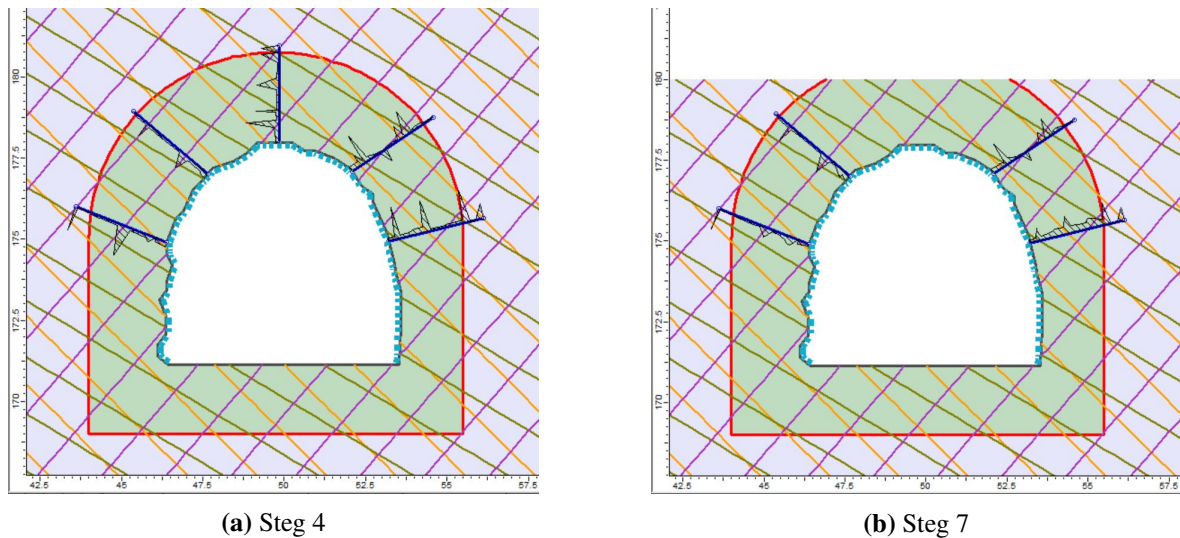
Parameter	Verdi
Material	Elastisk
E-modul	34 000 MPa
Poissons tall (ν)	0,2

Inngangsparametere til de opprinnelige boltene i modellen er oppgitt i Tabell 4.4.

6.3.1 Snitt B-B' med sikring basert på Q-verdi

I dette delkapitlet vil anbefalt sprøytebetong for sikringskategori 3 basert på Q-verdi undersøkes for snitt B-B'. Det påføres et lag med 6 cm sprøytebetong på tunnelkonturen i steg 4 i modellen i RS2. Det er enkelte skarpe hjørner i venstre vegg som ved påførsel av sprøytebetong kan føre til brudd i betongen (Nilsen, 2016). Dette vil ikke bli modellert i RS2 da sprøytebetongen modelleres som et elastisk materiale. Brudd i sprøytebetong må derfor vurderes ved befarings i tunnelen i etterkant.

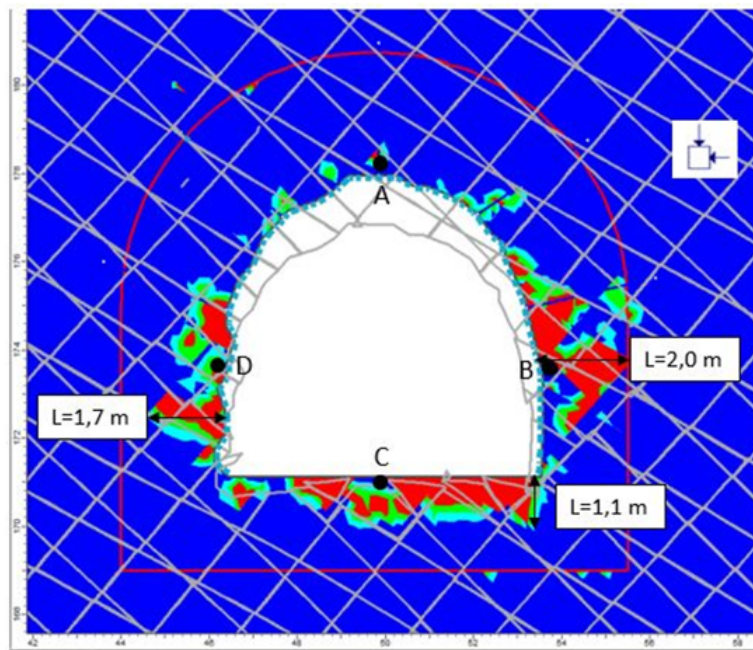
Figur 6.1 illustrerer snitt B-B' i RS2 med påført sprøytebetong i steg 4 og 7 og aksialkraft som virker langs boltene. Resultatet av analysen er presentert under.



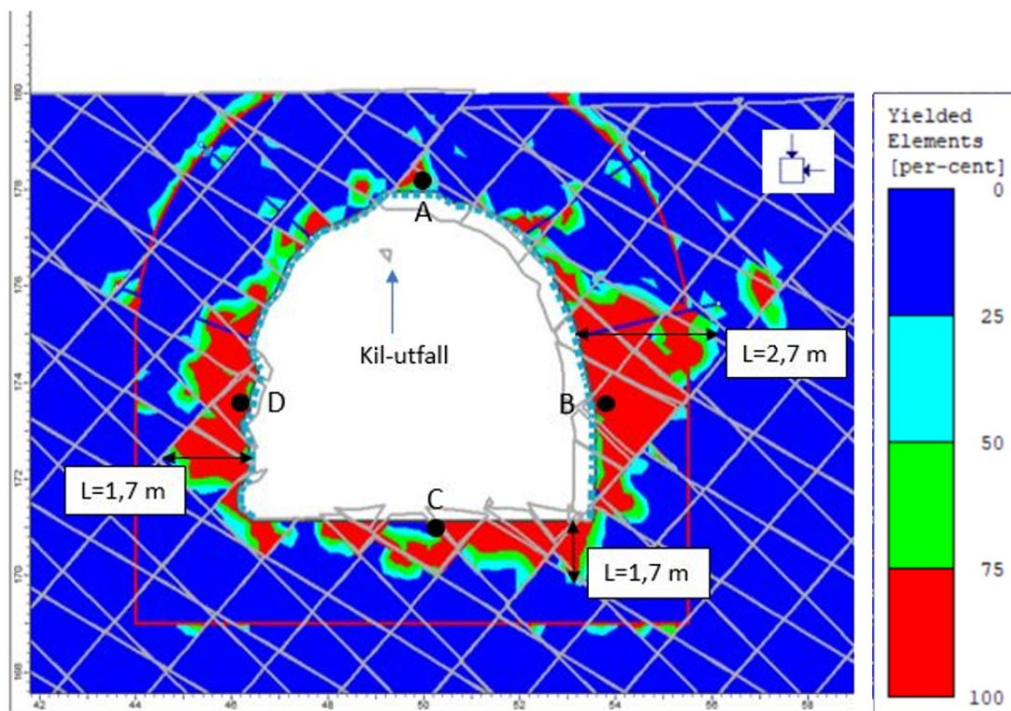
Figur 6.1: Tunnelprofil av snitt B-B' for steg 4 og 7 med påført 6 cm sprøytebetong anbefalt av Q-systemet. Aksialkraft langs boltene er markert. Maksimal- og minimal aksialkraft oppstår i steg 4 på 0,12 MN og -0,04 MN.

Resultat fra RS2

Utvikling av bruddsone og deformert kontur er presentert på Figur 6.2. Utstrekningen av bruddsonen rundt tunnelkonturen er markert på figuren. I heng er ikke bruddsonen markert da det kun er små og spredte områder som har gått i brudd. Områdene er betydelig kortere enn i resten av konturen. Det ble målt konvergens mellom punkt A-C (heng-såle) og B-D (høyre og venstre vegg) på samme måte som i Kapittel 4 og 5 i RS2. Målt konvergens og bruddsonens utstrekningen i vegg og såle er presentert i Tabell 6.2.



(a) Steg 4



(b) Steg 7

Figur 6.2: Utvikling av bruddsone og deformert kontur i steg 4 og 7 i snitt B-B' ved påført 6 cm sprøytebetong anbefalt av Q-systemet. Punkt A-D er brukt til konvergenzmåling. L= utstrekning til bruddsonen. Kil-utfall er markert.

Tabell 6.2: Konvergens og utstrekning av bruddsone i steg 4 og 7 for tilhørende modell i Figur 6.2

Parameter	Steg 4	Steg 7
Konvergens B-D	1,6 mm	3,2 mm
Konvergens A-C	5,6 mm	3,3 mm
Bruddzone i høyre vegg	2,0 m	2,7 m
Bruddzone i venstre vegg	1,7 m	1,7m
Bruddzone i såle	1,1 mm	1,2 mm

Tabell 6.2 viser at horisontal konvergens mellom punkt B-D øker fra steg 4 til steg 7 mens vertikal konvergens avtar. Konvergens er lav på 1,6-3,2 mm mellom B-D, og 5,6-3,3 mm mellom A-C.

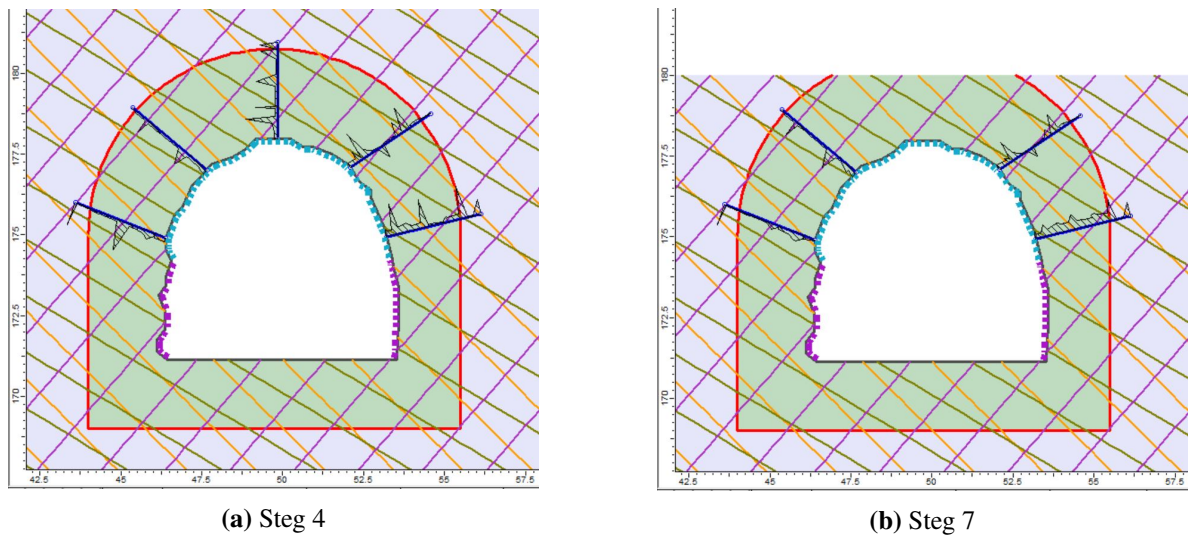
Bruddsonen øker i utstrekning i høyre vegg fra 2,0-2,7 m fra steg 4-7 mens den har tilnærmet lik i utstrekning i venstre vegg og i sålen. Bruddsonen utvikler seg imidlertid i større grad rundt hele tunnelprofilen selv om ikke maksimal utstrekning øker i de enkelte områdene. Konvergens er svært lav i veggene til tross for at bruddsonen har utstrekning på nærmere 3 m. Det kan bety lite bevegelse i bergmassen.

Figur 6.2a viser ingen avgrensede kiler i konturen i steg 4. Den avgrensede kilen som ble observert i steg 3 på Figur 4.17 falt ut i steg 7 med kun bolter i heng. Figur 6.2b viser at kilen faller ut ved påføring av 6 cm sprøytebetong også. Kilen kan derfor ha løsnet fra konturen allerede i steg 3 før påføring av sprøytebetong, men at utfallet ikke var synlig før i steg 7. Den deformerte konturen viser ingen andre løse blokker eller kiler som vil kunne falle ut fra vegg eller heng ved reduksjon i overdekning.

Boltene innsatt i heng er forankret i tilnærmet uforstyrret bergmasse. Aksialkraft som virker mot boltene avtar fra steg 4-7, som vist på Figur 6.1. Maksimal aksialkraft oppstår mot boltene i overgangen til høyre vegg og er på 0,12 MN i steg 4. I steg 7 reduseres den til 0,08 MN. Minste aksialkraft virker mot boltene i høyre del av heng og er på -0,04 MN i steg 4 og øker til -0,03 MN i steg 7. Det indikerer strekk langs denne boltene. Dette er tilnærmet lik aksialkraft som virket mot boltene Kapittel 5.1. Aksialkraften overstiger ikke maksimal kapasitet på 0,22 MN, og boltene går derfor ikke i brudd.

6.3.2 Snitt B-B' med sikring basert på RMR-verdi

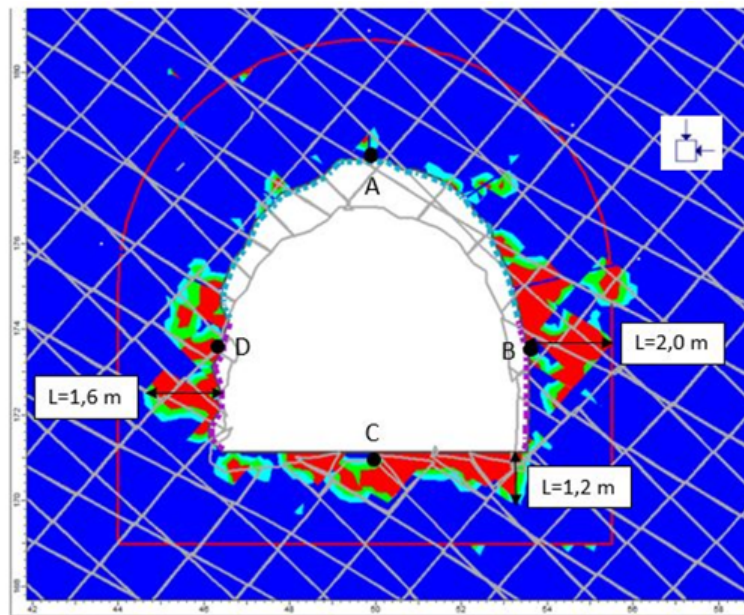
Basert på gjennomsnittlig RMR-verdi og sikringsklasse 3, ble det valgt å påføre 10 cm sprøytebetong i heng og 3 cm på veggene. Skillet mellom vegg og heng er tatt utgangspunkt i øvre- og nedre-benk fra utgravingssekvensen på Figur 4.5. Figur 6.3 viser snitt B-B' med påført sprøytebetong og aksialkraft som virker langs boltene i heng.



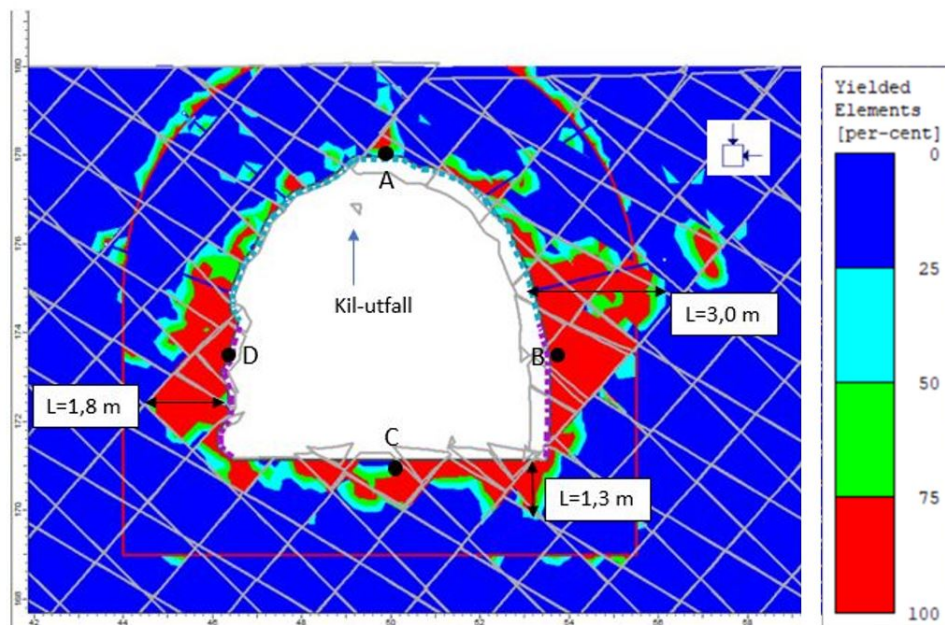
Figur 6.3: Tunnelprofil av snitt B-B' for steg 4 og 7 med påført 10 cm sprøytebetong i heng (turkis farge) og 3 cm i veggene (lilla farge) anbefalt av RMR-systemet. Aksialkraft langs boltene er markert. Maksimal- og minimal aksialkraft oppstår i steg 4 på 0,12 MN og -0,04 MN.

Resultat fra RS2

Utvikling av bruddsone og deformasjon av tunnelkontur for steg 4 og 7, er vist på Figur 6.4. Det ble også utført konvergensmålinger mellom punkt A-C (heng-såle) og mellom punkt B-D, (høyre og venstre vegg) markert på figuren. Konvergens og utstrekning av bruddsone i tunnelkonturen er presentert i Tabell 6.3.



(a) Steg 4



(b) Steg 7

Figur 6.4: Utvikling av bruddsone og deformert kontur i steg 4 og 7 i snitt B-B'. Påført 10 cm sprøytebetong i heng og 3 cm i vegg anbefalt av RMR-systemet. Punkt A-D er brukt til konvergenstmåling. L= utstrekning til bruddsonen. Kil-utfall er markert.

Tabell 6.3: Konvergens og utstrekning av bruddsone i steg 4 og 7 for tilhørende modell i Figur 6.4

Parameter	Steg 4	Steg 7
Konvergens B-D	3,3 mm	5,0 mm
Konvergens A-C	5,7 mm	3,8 mm
Bruddsone i høyre vegg	2,0 m	3,0 m
Bruddsone i venstre vegg	1,6 m	1,8 m
Bruddsone i såle	1,2 m	1,3 m

Tabell 6.3 viser at horisontal konvergens mellom punkt B-D øker fra steg 4 til steg 7 mens vertikal konvergens avtar. Det betyr at horisontal deformasjon øker inn mot tunnelåpningen ved reduksjon i overdekning, mens vertikal deformasjon avtar. Konvergens er på 3,3-5,0 mm mellom B-D og 5,7-3,8 mm i mellom A-C. Dette er tilnærmet likt som ved påføring av kun 6 cm sprøytebetong, basert på Q-systemet.

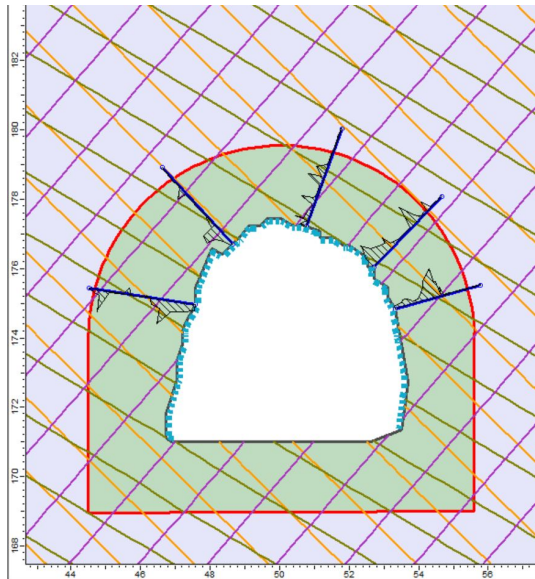
Bruddsonen øker i utstrekning i høyre vegg fra 2,0-3,0 m mens den er tilnærmet lik i utstrekning venstre vegg og i sålen fra steg 4-7. Bruddsonen utvikler seg i større grad rundt hele tunnelprofilen fra steg 4-7 selv om ikke maksimal utstrekningen øker i enkelte områder. Konvergens og deformasjonen er imidlertid lav i veggene, under 5 mm, i forhold til at bruddsonen har stor utstrekning på opptil 3 m. Det kan bety lite bevegelse i bergmassen.

Den avgrensede kilen som ble observert i steg 3 på Figur 4.17 faller også ut ved påføring av 10 cm sprøytebetong i heng, som vist på Figur 6.4b. Den deformerte konturen viser ingen andre tydelige løse blokker eller kiler som vil kunne falle ut fra vegg eller heng.

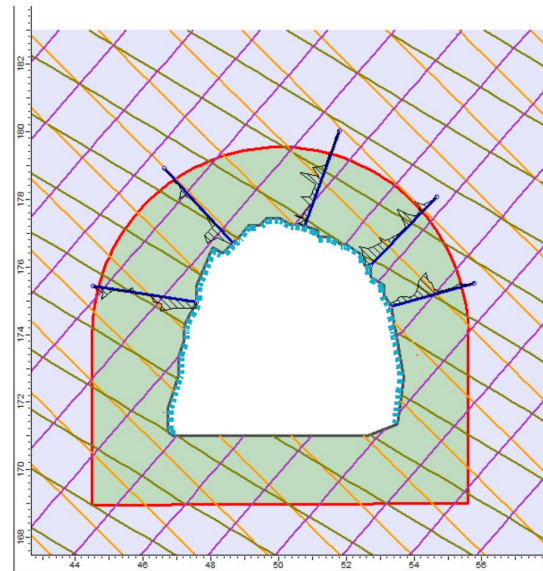
Boltene innsatt i heng er forankret i tilnærmet uforstyrret bergmasse. Den midterste bolten blir fjernet i steg 7 da overdekningen er lavere enn boltelengden på 3 m. Aksialkraften som virker langs boltene i steg 4-7 er lik som ved påføring av 6 cm sprøytebetong da sprøytebetong ikke påvirker kraften som virker mot boltene. Dette er vist på Figur 6.1. Aksialkraften overstiger ikke maksimal kapasitet på 0,22 MN og boltene går derfor ikke i brudd.

6.3.3 Snitt C-C' med sikring basert på Q-verdi

Basert på gjennomsnittlig Q-verdi vil det påføres 6 cm sprøytebetong på tunnelkonturen i snitt C-C', tilsvarende som for snitt B-B' i Kapittel 6.3.1. Figur 6.5 viser snitt C-C' med påført sprøytebetong og aksialkraft som virker mot boltene i heng i steg 4 og 5 i RS2. Resultatet av analysen er presentert under.



(a) Steg 4

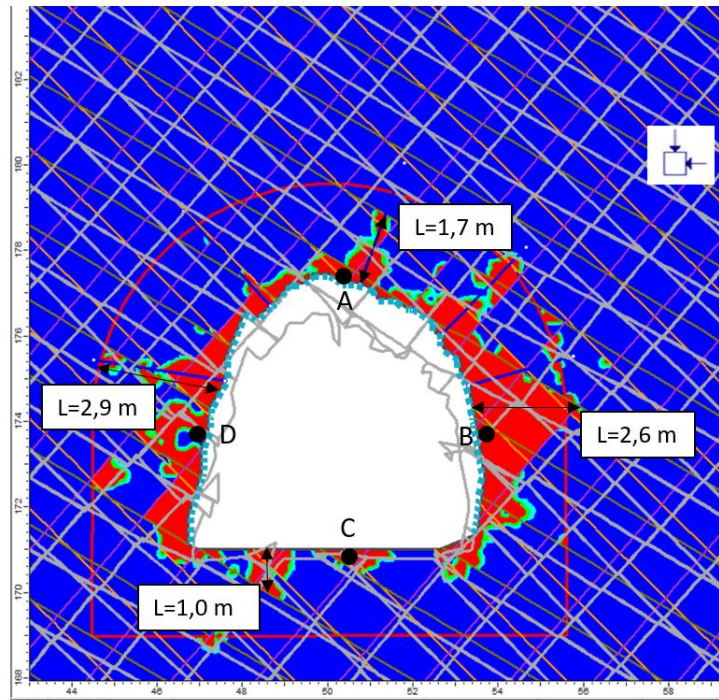


(b) Steg 5

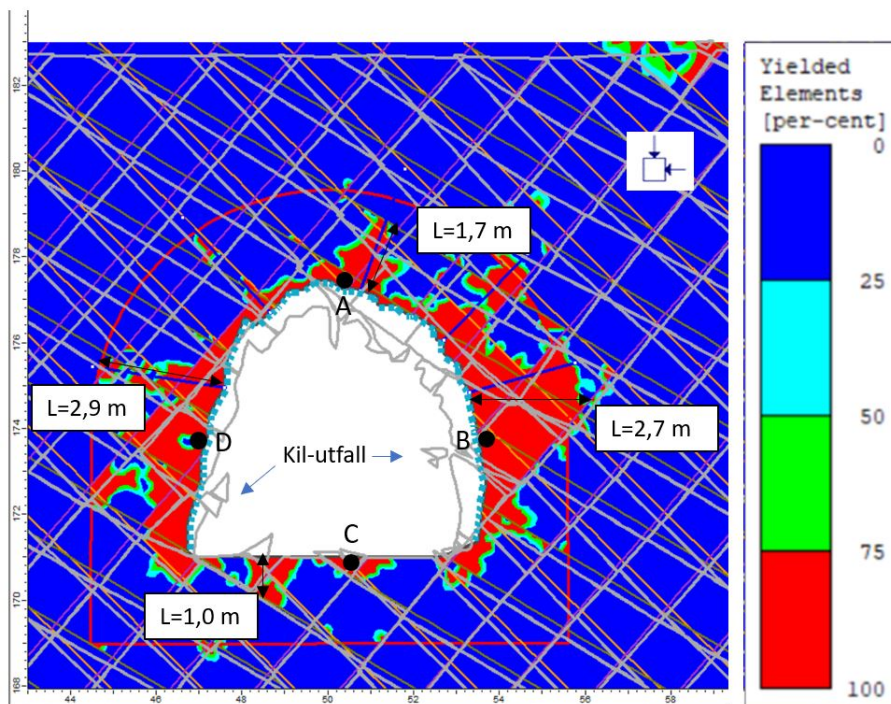
Figur 6.5: Tunnelprofil av snitt C-C' for steg 4 og 5 med påført 6 cm sprøytebetong anbefalt av Q-systemet. Aksialkraft som virker langs boltene er markert. Maksimal- og minimal aksialkraft oppstår i steg 4 på 0,14 MN og -0,03 MN.

Resultat fra RS2

Figur 6.6 viser utvikling av bruddsone og deformasjon i kontur for steg 4 og 5 med påført 6 cm sprøytebetong. Det er målt konvergens mellom punktene A-D (heng-såle) og B-D (vegg-vegg) markert på figuren slik som i Kapittel 4 og 5. Konvergens er presentert sammen med utstrekning av bruddsonen fra Figur 6.6 i Tabell 6.4.



(a) Steg 4



(b) Steg 5

Figur 6.6: Utvikling av bruddsone og deformert kontur i steg 4 og 5 i snitt C-C'. Påført sprøytebetong anbefalt av Q-systemet. Punktene A-D er brukt til konvergenstmåling. L= utstrekning til bruddsone. Kil-utfall er markert.

Tabell 6.4: Konvergens og utstrekning av bruddsone i steg 4 og 5 for tilhørende modell i Figur 6.6

Parameter	Steg 4	Steg 5
Konvergens B-D	2,4 mm	2,7 mm
Konvergens A-C	4,1 mm	2,7 mm
Bruddsone i høyre vegg	2,6 m	2,7 m
Bruddsone i venstre vegg	2,9 m	2,9 m
Bruddsone i såle	1,0 m	1,0 m
Bruddsone i heng	1,7 m	1,7 m

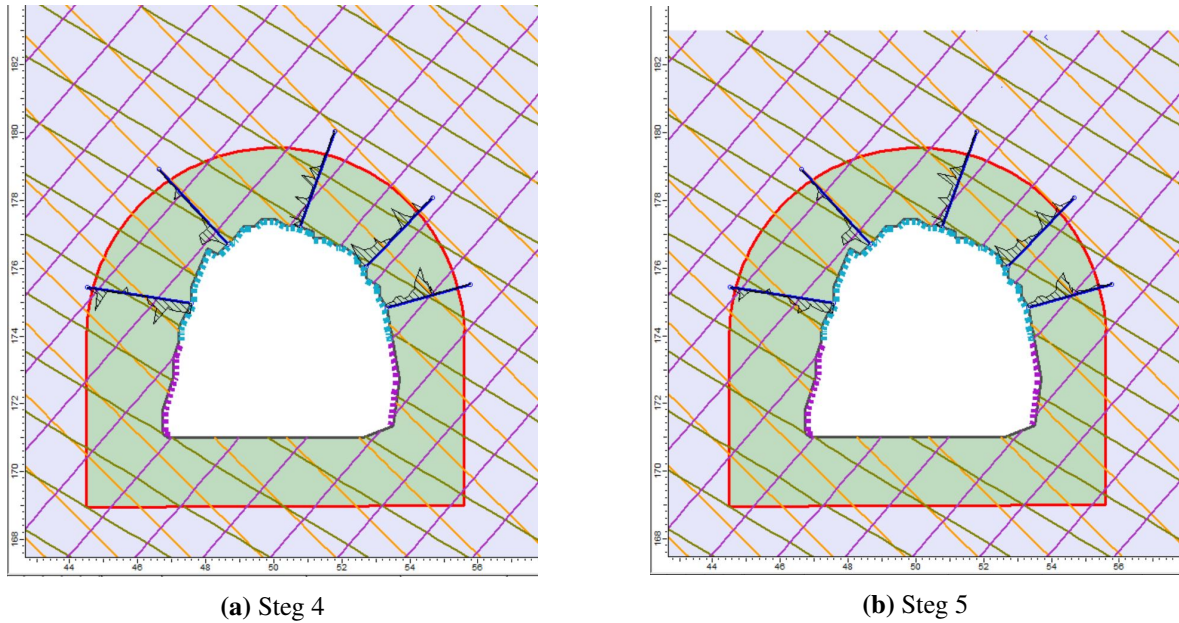
Tabell 6.4 viser at ved reduksjon i overdekning øker horisontal konvergens mellom punkt B-D med 0,3 mm fra steg 4-5, mens vertikal konvergens avtar med 1,4 mm.

Uttrekningen av bruddsonen er tilnærmet helt lik fra steg 4-5. Maksimal utstrekning av bruddsonen er på 2,9 m i venstre vegg. Bruddsonen utvikler seg allikevel rundt tunnelprofilet selv om maksimal utstrekning ikke endrer seg i følge Figur 6.6. Horisontal konvergens mellom punkt B-D er lav i forhold til utstrekningen av bruddsonen på opptil 2,9 m i veggene. Det kan tyde på lav bevegelse i bergmassen i dette området, og inn mot tunnelåpningen. Det oppstår kil-utfall i både høyre og venstre vegg slik som i Kapittel 5.2 uten sprøytebetong.

Boltene er forankret i uforstyrret bergmasse, og maksimal kapasitet til boltene på 0,22 MN blir ikke nådd i verken steg 4 eller steg 5. Maksimal aksialkraft oppstår i bolten i overgangen til høyre vegg og er på 0,14 MN i steg 4. I steg 5 reduseres den til 0,11 MN. Minste aksialkraft oppstår i bolten i overgangen til venstre vegg og er på -0,03 MN og øker til 0,02 MN i steg 5. Boltene antas derfor å stå stabilt i bergmassen.

6.3.4 Snitt C-C' med sikring basert på RMR-verdi

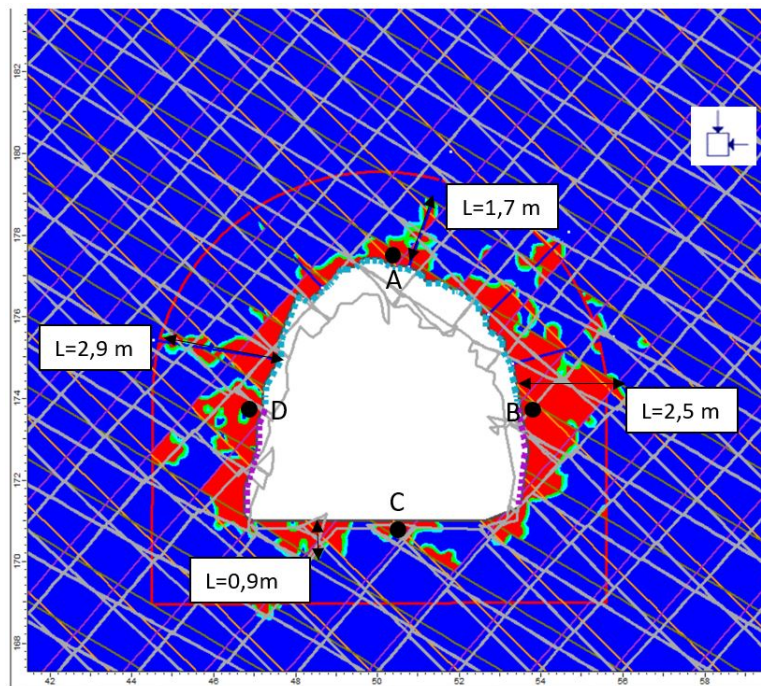
I dette delkapitlet vil anbefalt sprøytebetong for sikringsklasse 3, basert på gjennomsnittlig RMR-verdi, bli påført i snitt C-C'. Det påføres et 10 cm med sprøytebetong i heng og 3 cm på veggene i steg 4. Skille mellom vegg og heng er tatt utgangspunkt i øvre- og nedre-benk fra utgravingssekvensen på Figur 4.6. Figur 6.7 viser snitt C-C' i steg 4 og 5 med påført sprøytebetong og aksialkraft som virker langs boltene i heng. Resultatet fra analysen i RS2 presenteres under.



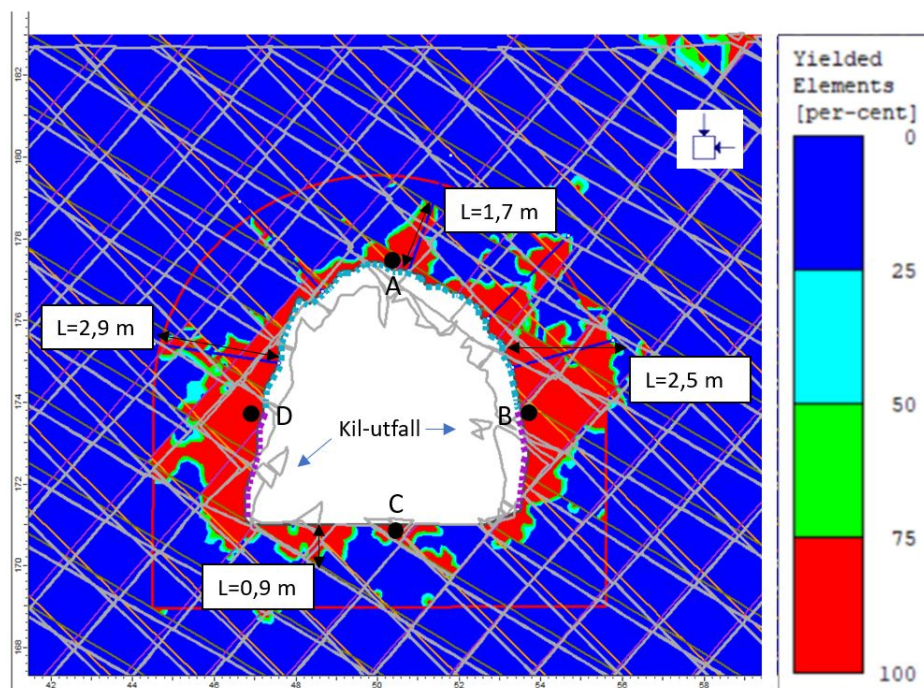
Figur 6.7: Tunnelprofil av snitt C-C' for steg 4 og 5 med påført 10 cm sprøytebetong i heng (turkis farge) og 3 cm i veggene (lilla farge) anbefalt av RMR-systemet. Aksialkraft langs boltene er markert. Maksimal- og minimal aksial kraft oppstår i steg 4 på 0,17 MN og -0,03 MN.

Resultat fra RS2

Utvikling av bruddsone rundt tunnelprofilet og deformasjon av tunnelkonturen er vist på Figur 6.8 steg 4 og 5. Det ble målt konvergens mellom punkt A-C (heng-såle) og B-D (vegg-vegg) markert på figuren. Konvergens og utstrekning av bruddsonen er presentert i Tabell 6.5.



(a) Steg 4



(b) Steg 5

Figur 6.8: Utvikling av bruddsone og deformert kontur i steg 4 og 5 i snitt C-C'. Påført 10 cm sprøytebetong i heng og 3 cm i vegg anbefalt av RMR-systemet. Punktene A-D er brukt til konvergenzmåling. L= utstrekning til bruddsonen. Kil-utfall er markert.

Tabell 6.5: Konvergens og utstrekning av bruddsone i steg 4 og 5 i snitt C-C' for tilhørende modell i Figur 6.8

Parameter	Steg 4	Steg 5
Konvergens B-D	2,4 mm	2,8 mm
Konvergens A-C	4,1 mm	2,7 mm
Bruddsone i høyre vegg	2,5 m	2,5 m
Bruddsone i venstre vegg	2,9 m	2,9 m
Bruddsone i såle	0,9 m	0,9 m
Bruddsone i heng	1,7 m	1,7 m

Tabell 6.5 viser at horisontal konvergens mellom punkt B-D øker fra steg 4-5 med 0,4 mm, mens vertikal konvergens mellom punkt A-C reduseres med 1,4 mm. Det betyr at horisontal deformasjon øker inn mot tunnelåpningen mens vertikal deformasjon reduseres. Endringen er derimot svært liten.

Uttrekning av bruddsonen rundt tunnelprofilen er lik i både steg 4 og 5. Den har lengst utstrekning i venstre vegg på 2,9 m. Bruddsonen ekspanderer allikevel rundt tunnelprofilen selv om maksimal utstrekning ikke endres.

Det oppstår kil-utfall i veggene i steg 5 der bruddsonen har størst utstrekning, slik som i Kapittel 5.2 uten sprøytebetong. Kilene er små, på centimeterstørrelse, og kan ha løsnet før påføring av sprøytebetong da sprøytebetong skal kunne hindre små utfall fra bergmassen. Deformasjonen i bergmassen er lav og i følge modellen er det ikke tegn til flere ustabile blokker eller kiler som vil bli presset ut i tunnelåpningen.

Boltelengden på 3 m er lenger enn bruddsonens utstrekning og boltene er forankret i uforstyrret bergmasse. Aksialkraften som virker langs boltene er lik som ved påføring av kun 6 cm sprøytebetong og overstiger ikke kapasiteten på 0,22 MN. Boltene går derfor ikke i brudd og antas derfor å stå stabilt.

6.4 Diskusjon

Bakgrunnen for å undersøke nye sikringssystem i tunnelen ved fremtidig overdekning var å vurdere om sprøytebetong vil kunne hindre små kil-utfall som ble observert i modellene uten sprøytebetong i Kapittel 5. Spenningsforholdet i bergmassen endres ikke ved påføring av sprøytebetong og er tilnærmet likt som i Kapittel 5. Det er fordi sprøytebetong er en utvendig sikring som kun beskytter mot utfall fra tunnelkonturen (Li, 2018).

Resultatet av analysen viste at ved redusert overdekning og påføring av ulike tykkelser av sprøytebetong på tunnelkonturen, økte horisontal konvergens mens vertikal konvergens avtok. Bruddsonen økte også i utstrekning og ekspanderte rundt tunnelkonturen i både snitt B-B' og C-C'. Utvikling av konvergens og utstrekning av bruddsone var tilnærmet lik for de to tykkelsene av sprøytebetong som ble analy-

sert, men også for analysen uten sprøytebetong i Kapittel 5. Sprøytebetong vil derfor ikke redusere bruddutvikling og deformasjon i bergmassen. Da horisontal konvergens øker i fremtiden, og det ikke er påført sikring i veggene, bør det utføres konvergensmålinger mellom veggene i fremtiden. Hvis deformasjonen øker mer mot tunnelåpningen i fremtiden enn det modellen i RS2 viser, og det er tydelige tegn på deformasjon ved befaring i tunnelen, kan det anbefales å innføre systematisk bolting i veggene. Dette ble også diskutert for fremtidens forhold i Kapittel 5.3.

Konvergens mellom veggene ble vurdert som lav i analysen for både snitt B-B' og C-C' og var under 5 mm. Bruddsonen hadde utstrekning på opptil 3 m i begge snitt. Det kan bety lav bevegelse innad i bergmassen. Bergarten har en svært høy UCS-verdi og E-modul som kan være en av grunnene for lav deformasjon, i tillegg til at spenningen er lav.

Det oppstod også kil-utfall fra tunnelkonturen i snitt B-B' og C-C' slik som i Kapittel 5 uten sprøytebetong. Det kan bety at kilene allerede hadde løsnet før det ble påført sprøytebetong da sprøytebetong vil kunne hindre slike utfall. Basert på deformert kontur i analysen ble det ikke observert flere kiler eller blokker som kan føre til stabilitetsproblemer i fremtiden. Dette kan imidlertid utvikles over tid, da overdekningen over tunnelen kan være lik i mange år før den eventuelt reduseres. I denne analysen ble overdekningen redusert ned til 2 m og 5 m i henholdsvis snitt B-B' og C-C', som trolig ikke vil bli utført på grunn av fare for kollaps av tunneltaket. Analysen i RS2 indikerte allikevel ikke kollaps og store utfall i heng med overdekningen på denne størrelsen.

Selv om analysene i RS2 viste kil-utfall fra tunnelkonturene ved påført sprøytebetong anbefales det allikevel å påføre sprøytebetong for å hindre mulige utfall i fremtiden. RMR-systemet anbefalte sprøytebetong med to ulike tykkelser i heng og vegg, henholdsvis 10 cm og 3 cm, mens Q-systemet anbefalte én tykkelse, 6 cm, på hele konturen. Analysen viste at det er tilnærmet ingen forskjell i utvikling av konvergens, bruddsone eller mulige kil-utfall ved å påføre 10 cm + 3 cm eller 6 cm sprøytebetong. I praksis er det utfordrende å påføre to ulike tykkelser på konturen og det anbefales derfor å påføre den minste tykkelsen på 6 cm hvis sprøytebetong skal påføres. Sprøytebetongen anbefales også å være fiberarmert for å kunne oppta større deformasjoner fra bergmassen etter eventuelle brudd i sprøytebetongen. Lavere tykkelse er også billigere å påføre.

Behovet for sprøytebetong bør også vurderes utifra befaring i tunnelen i forhold til mulige ustabile områder. Da kan det vurderes om det er kun enkelte områder som har behov for sprøytebetong eller om hele konturen har behov. Det økonomiske spekteret kan også være en faktor for denne vurderingen. Ved befaring i tunnelen sommeren 2019 var det påført sprøytebetong ved påhugget og innerst i tunnelen ved sjakten. Det betyr at i disse områdene kan det ha vært fare for utfall og behovet for sprøytebetong var tilstede. Resten av tunnelen var fri for sprøytebetong. Dette kan indikere at sannsynligheten for utfall ble vurdert som lav langs denne delen av tunnelen når sikring ble innsatt.

Kapittel 7

Usikkerhetsmomenter

I dette delkapitlet vil ulike usikkerhetsmomenter knyttet til stabilitetsanalysen diskuteres.

Det topografiske kartet i Vedlegg B, som modellene av snitt B-B' og C-C' i RS2 er basert på, er ikke oppdatert for januar 2020 da arbeidet startet. Kontinuerlig oppdaterte kart i forhold til hvert uttak i dagbruddet blir verken laget av Franzefoss eller NGU. Det kan gå flere år før kartene oppdateres av NGU. Derfor vil enkelte høydekoter på kartet avvike fra virkeligheten. Spesielt overdekningen i snitt B-B' vil avvike da det har blitt tatt ut bergmasser i dette området etter at kartet ble laget. Overdekningen over snitt C-C' har ikke endret seg, og vil derfor være korrekt i forhold til dagens overdekning, per januar 2020. Avvik i overdekning kan ha betydning for resultatet i RS2 da spenning- og deformasjonsforhold kan være annerledes da de avhenger av overdekning. Målinger av høydeforskjeller innad i dagbruddet kunne ha blitt målt ved bruk av totalstasjon for å gi en mer korrekt oversikt over overdekning til tunnelen.

Det er trolig knyttet størst usikkerhet til inngangsparameterne i RS2 i denne masteroppgaven. «.. numerisk analyse aldri vil være nøyaktigere enn nøyaktigheten av inngangsparameterne» ifølge (Nilsen, 2016, s.239). Inngangsparametere er basert på felt- og laboratoriarbeid utført av undertegnede, og antagelser ble tatt i samråd med veileder Li (2020). Orienteringen til sprekkesettene innsatt i modellen kan avvike i forhold til virkeligheten da det er knyttet usikkerhet til om sprekkene som ble kartlagt var sprengningsinduserte sprekker eller foliasjonssprekker i bergarten. Bergmassen var svært oppsprukket på overflaten i dagbruddet og det var derfor vanskelig å skille mellom sprekketyper. Orienteringen har betydning for hvor det kan dannes kiler og blokker rundt tunnelåpningen. Kile og kil-utfallene, som ble observert i modellen, vil derfor kunne avvike i forhold til virkeligheten i tunnelen.

Spenningsforholdet mellom horisontal- og vertikal spenning i bergmassen ble antatt å være $k = 0,75$. Dette var basert på antagelser om at den horisontale spenningen er lavere enn vertikalspenningen. Det har ikke blitt utført bergspenningsmålinger i bergmassen, og spenningsforholdet er derfor

ukjent. Antagelsen om spenningsforholdet kan derfor avvike fra virkeligheten og kan ha betydning for resultatet av spennings- og deformasjonsfordeling rundt tunnelprofilen. Det kunne ha blitt utført sensitivitetsanalyse av denne parameteren for undersøke påvirkningen spenningsforholdet har på stabiliteten av bergmassen.

Ved befaring i tunnelen ble syv svakhetssoner observert langs tunnelkonturen. Svakhetssonene ble ikke analysert i RS2 da egenskapene og utstrekningene var ukjent. De må derfor tas videre hensyn til i forhold til fremtidig stabilitet i tunnelen.

Det ble ikke lagt inn grunnvann i modellen i RS2 da det ikke var synlige vannforhold på overflaten av tunnelen i dagbruddet. Inne i tunnelen ble det kun observert spredt drypp rundt sjaktåpningen innerst i tunnelen. En analyse med innlagt grunnvann i RS2 kunne ha blitt utført for å vurdere om grunnvann har påvirkning på stabiliteten til bergmassen.

Tidsperspektivet i analysen av fremtidige forhold er ukjent da overdekningen over tunnelen ikke endres med faste mellomrom, men det kan ta opptil flere år før den reduseres. Spenning- og deformasjonsforhold i bergmassen kan endres over tid selv om overdekningen er lik. I RS2 viser resultatet av modelleringen kun umiddelbar spenning og deformasjon og ikke endring over tid. Derfor bør spenning- og deformasjonsmålinger utføres med jevne mellomrom i fremtiden for å vurdere endringer over tid.

Kapittel 8

Konklusjon

Stabilitetsanalysen av produksjonstunnelen på Vassfjell Pukkverk ble utført ved bruk av programvaren RS2 og ved befarings i felt.

- Ved dagens overdekning på 35-54 m ble det observert lave vertikale- og horisontale spenninger på under 2,5 MPa. Små, avgrensede kiler i konturen kan føre til kil-utfall i fremtiden. Dette ble også observert i felt. Vertikal- og horisontal konvergens var på ca. 2-4 mm. Det var ikke antydning til deformasjonsproblemer i bergmasse eller i bolter i felt. Det antas lav sannsynlighet for stor-skala stabilitetsproblemer.
- Ved stegvis reduksjon av overdekning på 15 m ble spenningsforholdet redusert. I modellen oppstod det små, lokale kil-utfall, som ble forutsett ved dagens forhold. Konvergens var fortsatt på millimeter-nivå, og sannsynligheten er lav for stor-skala stabilitetsproblemer i fremtiden.
- To ulike tykkelser med sprøytebetong ble vurdert for fremtidig overdekning. Modelleringen viste tilnærmet ingen forskjell i utvikling av konvergens eller utstrekning av bruddsone, enn ved kun bolter innsatt.

Hvis Franzefoss Pukk ønsker videre uttak i dagbruddet i fremtiden, anbefales følgende sikringstiltak for produksjonstunnelen:

- 6 cm fiberarmert sprøytebetong for å hindre mulige kil- og blokkutfall i fremtiden.
- Utføre jevnlig konvergensmåling i tunnelen for å overvåke deformasjon.
- Systematisk bolting i heng med 3 m innstøpte kamstålbolter med 2 m avstand. Dette bør innføres i veggene også hvis horisontal konvergens øker betydelig i fremtiden.

Den største usikkerheten knyttet til analysen, er inngangsparameterne i RS2. Parameterne ble både antatt og vurdert i felt. I tillegg er det ikke tatt hensyn til svakhetssoner og grunnvannsforhold.

Kapittel 9

Videre arbeid

Det er flere faktorer som kan arbeides med i fremtiden for å styrke stabilitetsanalysen som ble utført i denne masteroppgaven.

Det anbefales først å utføre bergspenningsmålinger i tunnelen for å finne det nøyaktige spenningsforholdet i bergmassen. Målingen bør utføres på flere posisjoner i tunnelen med ulik overdekning for å få frem variasjoner i spenningsforholdet. Resultatet vil kunne styrke modellen i RS2 ved at spenningsforholdet er likt som i virkeligheten.

Det anbefales også å utføre jevnlig konvergensmålinger i tunnelen for å kunne overvåke deformasjonen ved fremtidig reduksjon i overdekning. Dette kan bidra i vurderingen av mulige stabilitetsproblemer som kan oppstå, og om sikringstiltak må innføres for å forbedre stabiliteten i fremtiden.

Referanser

- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classification*. New York: John Wiley & sons.
- Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y., & Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44, s. 247–265. doi: 10.1016/j.ijrmms.2006.07.005.
- Franzefoss (2019). *Franzefoss Vassfjell*. Tilgjengelig fra: [https://www.franzefoss.no/anlegg/vassfjell/?&anlegg\[608\]=Vassfjell](https://www.franzefoss.no/anlegg/vassfjell/?&anlegg[608]=Vassfjell) (Hentet: 15.07.19).
- Google (2020). *Google maps- Trondheim*. Tilgjengelig fra: <https://www.google.com/maps/place/Trondheim/@63.4187191,10.3687234,12z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x466d319747037e53:0xbf7c8288f3cf3d4!8m2!3d63.4305149!4d10.3950528?hl=en> (Hentet 16.05.20).
- Hansen, M. L. B. (2019). *Vurdering av bergmassekvalitet rundt en produksjonstunnel på Vassfjell Pukkverk*. NTNU Trondheim: Institutt for geovitenskap og petroleum.
- Hoek, E. (2007). *Practical rock engineering*. Rocscience.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34, s. 1165–1186.
- Hoek, E. & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, s. 203–215.
- Kompen, R. (1989). Wet process steel fibre reinforced shotcrete for rock support and fire protection, norwegian practice and experiences. *Proc. Underground City Conference*, Munchen 1989: s. 228-237.
- Li, C. C. (2018). *Rock mechanics*. NTNU Trondheim: Institutt for geovitenskap og petroleum.
- Li, C. C. (2020). Personlig kommunikasjon.
- Marinos, P., Marinos, V., & Hoek, E. (2007). The Geological Strength Index GSI: A characterization tool for assessing engineering properties of rock masses. *Proceedings International Workshop on Rock Mass Classification for Underground Mining*, s. 13–21. doi: 10.1201/NOE0415450287.ch2.
- Myrvang, A. (2001). *Bergmekanikk*. NTNU Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk.
- NGI (2015). *Bruk av Q-systemet- håndbok*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Publikasjoner-og-bibliotek/Boeker/Q-systemet> (Hentet: 17.09.19).
- NGU (2015). *Berggrunnen i Trondheim*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/nyheter/berggrunnen-i-trondheim> (Hentet: 25.06.19).
- NGU (2019). *Berggrunnskart*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/>

- berggrunn/(Hentet: 25.06.19).
- Nilsen, B. (2016). *Ingeniørgeologi- berg grunnkurskompendium*. NTNU Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk.
- Nilsen, B. & Palmström, A. (2000). *Engineering geology and rock engineering. Handbook no. 2*. Norwegian Group of Rock Mechanics.
- Nordal, S. (2018). *Geotechnical engineering advanced course*. NTNU Trondheim: Institutt for bygg, anlegg og transport.
- Rocscience (u.å.). *Estimating joint stiffness*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/theory/Estimating_Joint_Stiffness.htm (Hentet: 02.05.20).
- Rocscience (u.å.a). *RS2*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/software/rs2> (Hentet: 15.01.20).
- Rocscience (u.å.b). *Strength parameteres*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/Strength_Parameters.htm (Hentet: 16.04.20).
- Rocscience (u.å.c). *UnWedge*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/software/unwedge> (Hentet: 20.02.20).
- Rocscience (u.å.d). *Yielded element contours*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_interpret/Yielded_Element_Contours.htm (Hentet: 04.05.20).
- Skaret, B. (2020). Personlig kommunikasjon.
- Solli, A., Grenne, T., Slagstad, T., & Roberts, D. (2003). *Trondheim. Berggrunnskart. Trondheim 16214. 1:50 000. Foreløpig utgave. Plottkart*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/publikasjon/trondheim-berggrunnskart-trondheim-16214-150-000-forel-pig-utgave-plottekart> (Hentet: 20.10.19).
- Standard-Norge (2018). *Eurokode 2: Porsjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*.
- Statens vegvesen (2011). *Sikring av veger mot steinskred*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/235017/binary/436828 (Hentet 29.11.19).
- Statens vegvesen (2020). *Håndbok N500 Vegtunneler*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61913 (Hentet 20.05.20).
- Sør-Trøndelag fylkeskommune (2006). *Pukk og grus i Trondheimsregionen*. Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/10322917-Pukk-og-grus-i-trondheimsregionen.html> (Hentet: 08.07.19).
- Vik Ørsta (2020). *Bergsikring- Produktkatalog 2020*. Tilgjengelig fra: <https://www.vikorsta.no/bergsikring/produktkatalog/> (Hentet: 29.03.20).
- Trinh, N. Q. (2020). Personlig kommunikasjon.

Vedlegg

Vedlegg A

Tegnforklaring til geologisk snitt på Figur 2.2

OVERDEKNING COVER

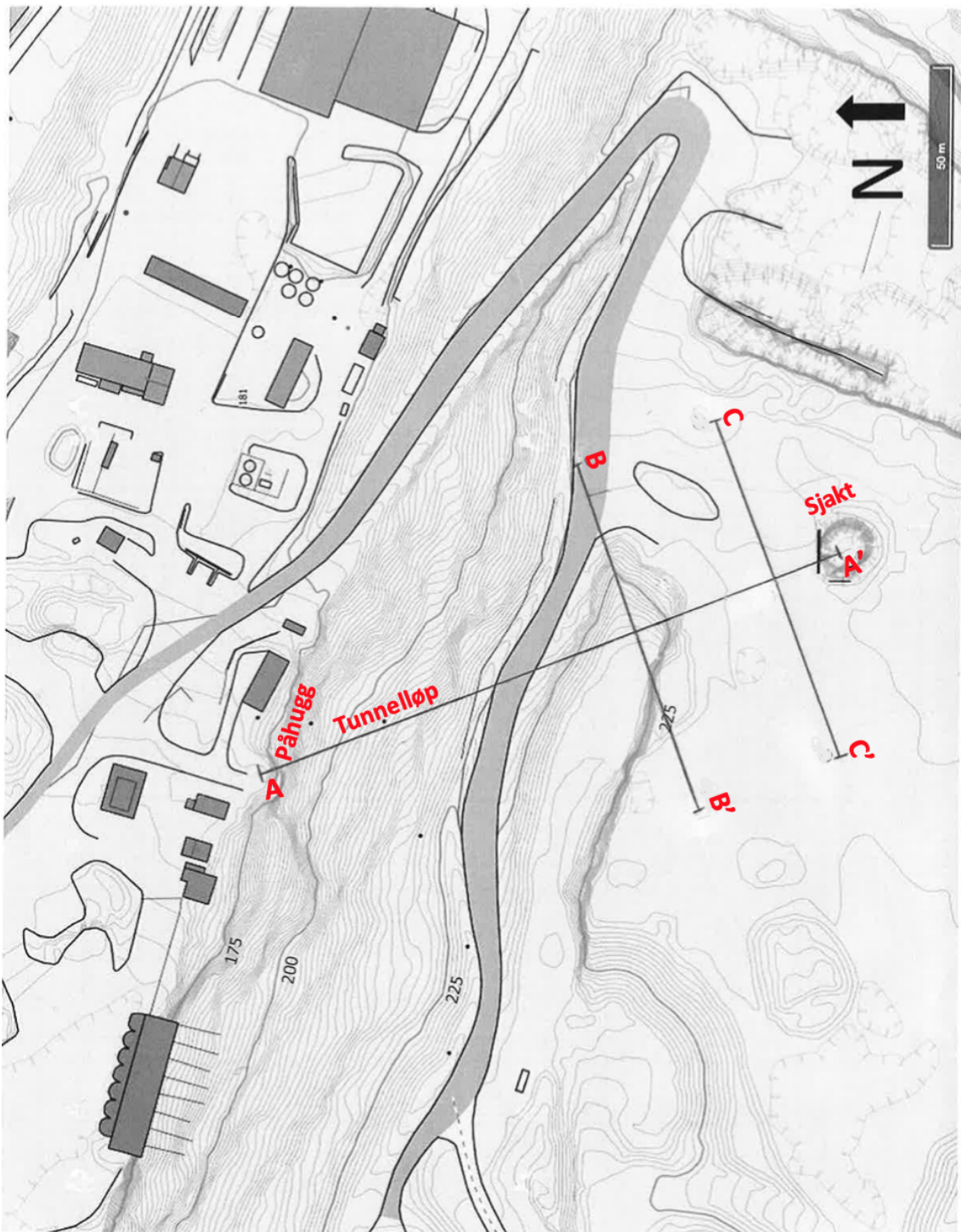
- | | |
|--|--|
| 1 | Vesentlig leire, også sand, grus og morene
<i>Mainly clay with some sand, gravel and moraine</i> |
| BERGARTER AV SEN-KAMBRISK TIL SILURISK ALDER, DEFORMERT OG OMDANNET UNDER DEN KALEDONISKE FJELLKJEDEDANNELSEN
ROCK OF LATE CAMBRIAN TO SILURIAN AGE, DEFORMED AND METAMORPHOSED DURING THE CALEDONIAN OROGENY | |
| Østre enhet
<i>Eastern unit</i> | |
| Dypbergarter, silurisk alder
Plutonic rocks, Silurian age | |
| 2 | Trondhemitt, delvis porfyrisk, datert til å være 419 ± 2 mill. år gammel
<i>Trondhemite, partly porphyritic, dated to 419 ± 2 mill. years B.P.</i> |
| Storåsformasjonen*, senordovicisk (?) til silurisk (?) alder
Storås formation*, Late Ordovician (?) to Silurian (?) age | |
| 3 | Ryollitt, ryollitt-tuff og tuff-sandstein med lag av mørk skifer
<i>Rhyolite, rhyolitic tuff and tuffitic sandstone with layers of dark-coloured schist</i> |
| 4 | Kalkstein med fossiler av krinoider
<i>Limestone with crinoid fossils</i> |
| 5 | Mørk fyllitt med enkelte lag av sandstein og siltstein
<i>Phyllite, dark-coloured, with some beds of sandstone and siltstone</i> |
| 6 | Skifer og gråvacke, kalkholdig med enkelte lag av konglomerat
<i>Schist and greywacke, calcareous with some beds of conglomerate</i> |
| Herjuformasjonen*, antatt mellomordovicisk alder
Herjuan formation*, assumed Mid Ordovician age | |
| 7 | Mørk skifer
<i>Schist, dark-coloured</i> |
| 8 | Konglomerat med fragmenter hovedsaklig av trondhemitt og kvartsitt
<i>Conglomerate with clasts mainly of trondhemite and quartzite</i> |
| 9 | Sandstein, lys grønn, delvis konglomeratisk
<i>Sandstone, pale green, partly conglomeratic</i> |
| 10 | Konglomerat med fragmenter av hovedsaklig jaspis og grønnstein
<i>Conglomerate with pebbles mainly of jasper and greenstone</i> |
| Tulluformasjonen*, mulig jevnførbare med Størengrønnsteinen
Tulluan formation*, possibly equivalent to the Støren greenstone | |
| 11 | Grønnstein, hovedsaklig omdannet basaltisk putelava
<i>Greenstone, mainly metabasaltic pillow lava</i> |
| 12 | Båndet kvartsitt og kvartsskifer, antatt omdannet kiselstein
<i>Banded quartzite and quartz schist, assumed metachert</i> |
| Hovinformasjonen (Hovinsandsteinen), antatt mellomordovicisk alder
Hovin Formation (Hovin sandstone), assumed Mid Ordovician age | |
| 13 | Sandstein, grå til grønn, kalkholdig, med tynne lag av fyllitt
<i>Sandstone, grey to green, calcareous, with thin layers of phyllite</i> |
| Krokstadformasjonen, antatt mellomordovicisk alder
Krokstad Formation, assumed Mid Ordovician age | |
| 14 | Fyllitt, grågrønn, med enkelte lag av sandstein
<i>Phyllite, greyish-green, with some beds of sandstone</i> |
| 15 | Sandstein, grågrønn, finkornet
<i>Sandstone, greyish-green, fine-grained</i> |
| Lundesoknaformasjonen, antatt mellomordovicisk alder
Lundesokna Formation, assumed Mid Ordovician age | |
| 16 | Konglomerat med fragmenter hovedsaklig av grønnstein, jaspis og trondhemitt
<i>Conglomerate with clasts mainly of greenstone, jasper and trondhemite</i> |
| Størengrønnsteinen*, antatt senkambriisk til tidligordovicisk alder
Støren greenstone*, assumed Late Cambrian to Early Ordovician age | |
| 17 | Gabbro, omvandlet
<i>Gabbro, metamorphosed</i> |
| 18 | Grønnstein, hovedsakelig omdannet basaltisk putelava
<i>Greenstone, mainly metabasaltic pillow lava</i> |
| 19 | Kvartsskifer, båndet, kvartsitt og fyllitt. Antatt omdannet kiselstein, med lag av grønnstein og tuff
<i>Quartz schist, banded, quartzite and phyllite. Assumed metachert, with layers of greenstone and tuff</i> |
| 20 | Tuff, tuffitt, fyllitt og silig sandstein, grågrønn, med enkelte lag av skiferig grønnstein og kiselstein
<i>Tuff, tuffite, phyllite and silty sandstone, greyish-green, with some layers of schistose greenstone and chert</i> |

Undalsformasjonen, tidligordovicisk alder? Undalen formation, Early Ordovician age?	
21	Fyllitt og skifer, mørk med enkelte lag av kvartsskifer og konglomerat. <i>Phyllite and schist, dark-coloured, with some layers of quartz schist and conglomerate</i>
22	Kvartsskifer, antatt omdannet kiselstein <i>Quartz schist, assumed metachert.</i>
Vestre enhet Western unit	
Jonsvassformasjonen*, antatt mellomordovicisk alder Jonsvatnet formation*, assumed Mid Ordovician age	
23	Gabbro, omdannet <i>Gabbro, metamorphosed</i>
24	Sandstein, lys, konglomeratisk <i>Sandstone, pale, conglomeratic</i>
25	Sandstein, grønn, middels- til grovkornet, delvis konglomeratisk. Enkelte lag av skifer og kalkstein <i>Sandstone, green, medium- to coarse-grained, partly conglomeratic. Some layers of schist and limestone</i>
26	Basalt (omvandlet), delvis med svært godt utviklet putestruktur <i>Basalt (metamorphosed), partly with well-preserved pillow structure</i>
27	Kvartsskifer, antatt omdannet kiselstein <i>Quartz schist, assumed metachert</i>
28	Fyllitt, mørk, med enkelte sandsteinsbenker <i>Phyllite, dark-coloured, with some beds of sandstone</i>
29	Konglomerat, med fragmenter hovedsaklig av lys kalkstein <i>Conglomerate, with pebbles mainly of pale limestone</i>
Reppeformasjonen*, antatt mellomordovicisk alder Reppe formation*, assumed Mid Ordovician age	
30	Sandstein og skifer, grønn til grå, kalkholdig, med enkelte lag av kalkstein og konglomerat <i>Sandstone and schist, green to grey, calcareous, with some beds of limestone and conglomerate</i>
31	Gråvacke, grå til grønn, med lag av sandstein <i>Greywacke, grey to green, with beds of sandstone</i>
Vennaformasjonen, antatt mellomordovicisk alder Venna Formation, assumed Mid Ordovician age	
32	Konglomerat, stedvis med store fragmenter og blokker av grønnstein, gabbro, trondhemitt, jaspis og hvit kalkstein i grønskifergrunnmasse. <i>Conglomerate, locally with cobbles and blocks of greenstone, gabbro, trondhemite, jasper and white limestone in a greenschist matrix</i>
Bymarkgrønnsteinen*, antatt senkambrisk til tidligordovicisk alder Bymarka greenstone*, assumed Late Cambrian to Early Ordovician age	
33	Konglomerat med boller av bl.a. grønnstein, jaspis <i>Conglomerate with pebbles of greenstone and jasper</i>
34	Gråvacke og siltstein, grågrønn <i>Greywacke and siltstone, greyish-green</i>
35	Kalkstein, hvit til grå, relativt grovkornet, konglomeratisk langs grensen mot grønnsteinen <i>Limestone, white to grey, coarse-grained, conglomeratic along the contact to the greenstone</i>
36	Kvartslitt (blåkvarts), omdannet kiselstein med magnetitt <i>Quartzite (blue quartz), metachert with magnetite</i>
37	Trondhemitt med overgang til granodioritt, delvis forgnelset. Ved Fagervika datert til å være ca 481 mill. år gammel <i>Trondhemite with transition to granodiorite, partly gneissified. At Fagervika dated to c. 481 mill. years B.P.</i>
38	Kvartskeratofyr, stedvis granatførende. Opprinnelig antatt finkornige sure lavabergarter og overløstenære intrusjoner. Ved Klementsundet datert til å være 482±5 mill. år gammel <i>Quartz keratophyre, locally garnetiferous. Originally fine-grained acidic lavas and shallow intrusions At Klementsundet dated to 482±5 mill. years B.P.</i>
39	Grønnstein (omvandlet basalt) og grønskifer udfiferensiert. Hovedsaklig putelava med lag av sur lava, kiselstein, tuffitt og diabasganger. Vanligvis deformert <i>Greenstone (metabasalt) and greenschist undifferentiated. Mainly pillow lava with layers of acidic lava, chert, tuffite and dolerite dykes. Usually deformed</i>
40	Doleritt, omvandlet, del av gangkompleks <i>Dolerite, metamorphosed, part of a dyke complex</i>
41	Gabbro, omvandlet <i>Gabbro, metamorphosed</i>
42	Peridotitt, omvandlet, kleberstein <i>Peridotite, metamorphosed, soapstone</i>

Tegnforklaring til geologisk snitt på Figur 2.2 fra berggrunnskart 1:50000 (Solli et al., 2003).

Vedlegg B

Topografisk kart over produksjonstunnel



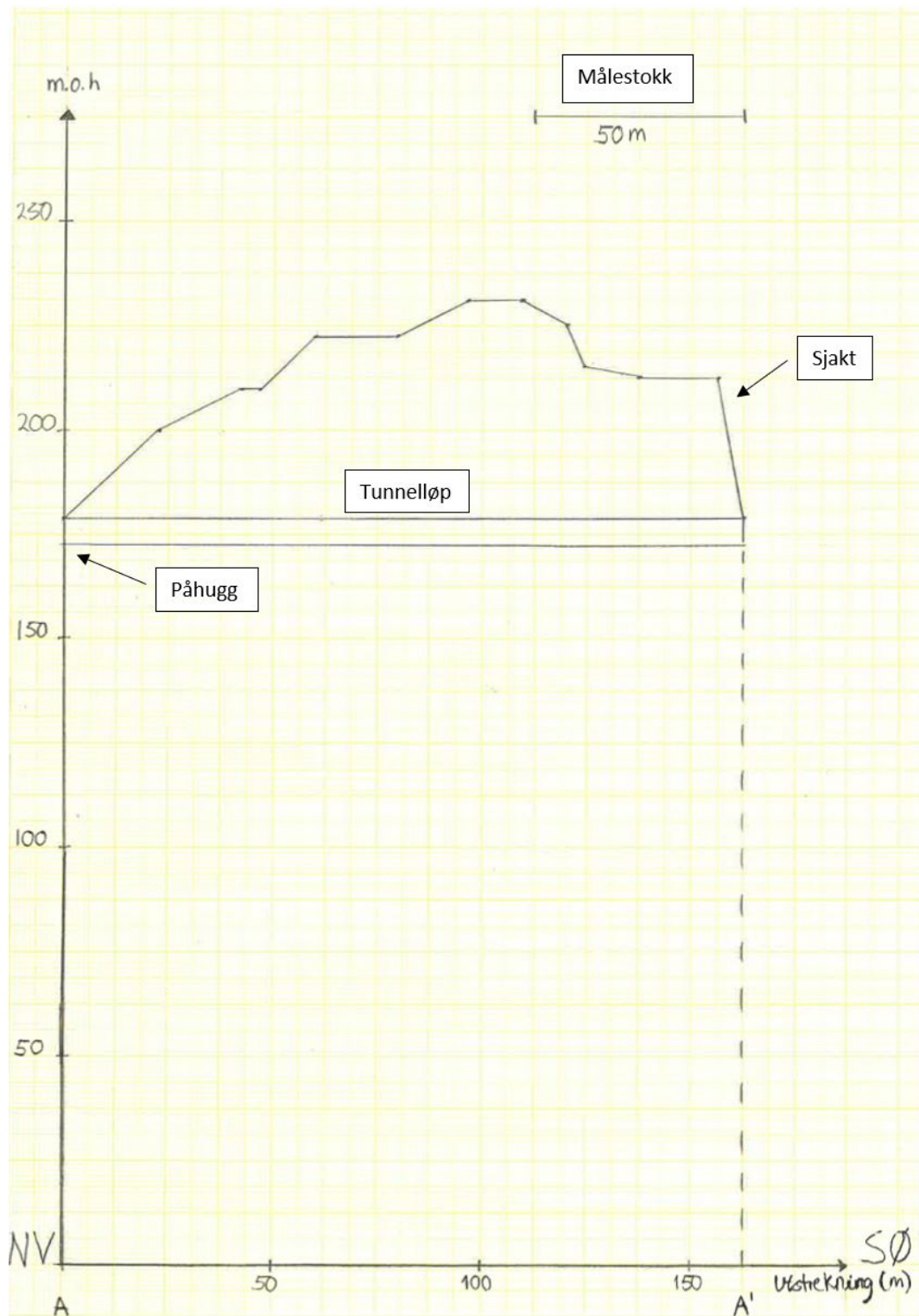
Topografisk kart med markert påhugg og sjakt. Fra NGU (2019) og modifisert av undertegnede.

Snitt A-A' = tunnellop

Snitt B-B' og C-C' er tverrsnitt som analyseres i oppgaven.

Vedlegg C

Lengdeprofil av snitt A-A'

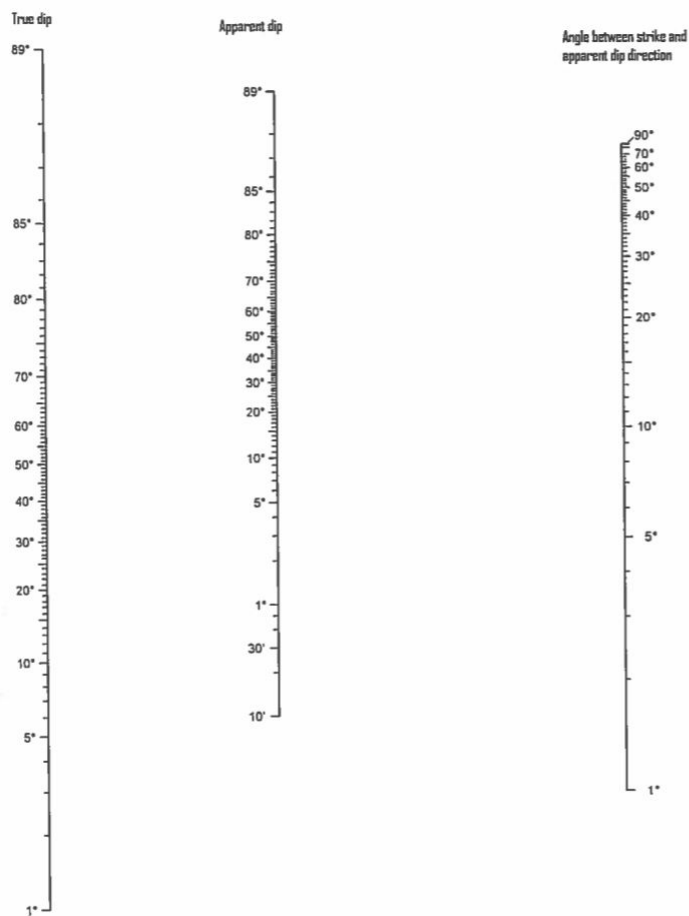


Lengdeprofil av produksjonstunnel i snitt A-A' fra Vedlegg B.

Vedlegg D

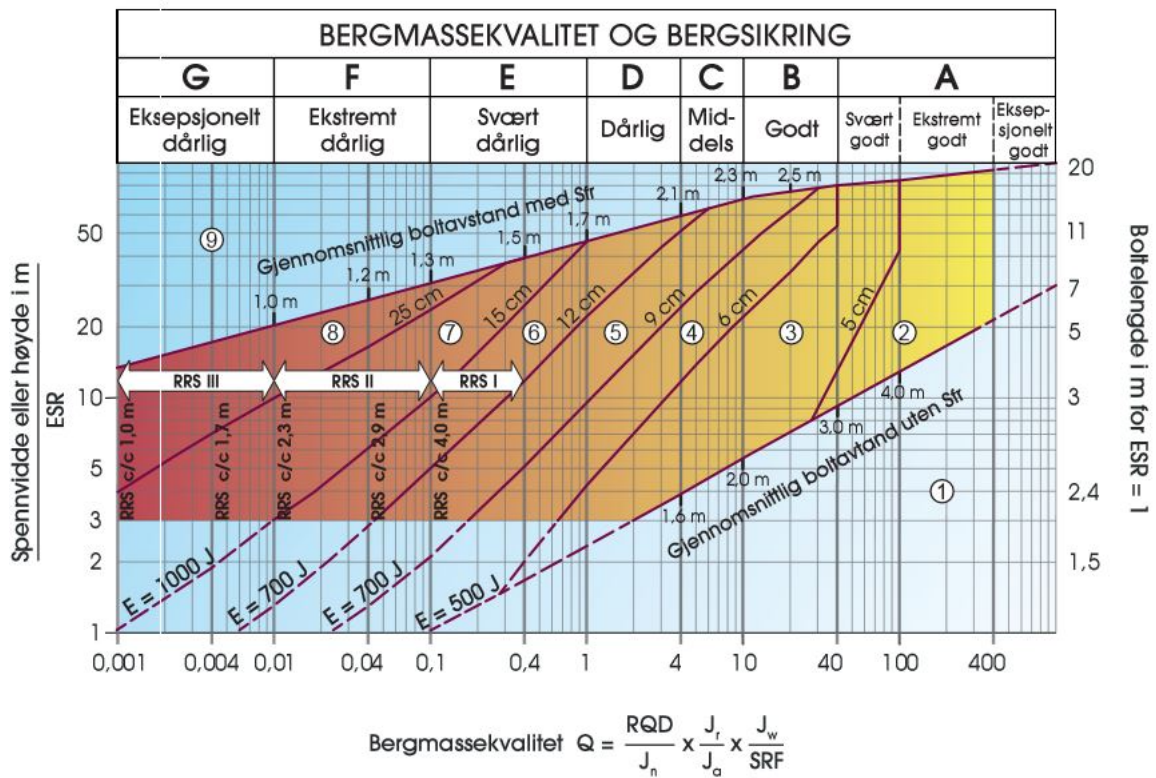
Omgjørings skjema mellom sant fall og tilsynelatende fall

C.2 Tilsynelatende fall



Vedlegg E

Bergmassekvalitet og bergsikring etter Q-systemet



Sikringskategorier

- ① Usikret eller spredt bolting
- ② Spredt bolting, **SB**
- ③ Systematisk bolting, fiberforsterket sprøytebetong, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 12-15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fiberforsterket sprøytebetong >15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Støpt betongforing, **CCA** eller **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Spesiell vurdering

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm

E = Energiabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong


ESR = Utgravingsens sikringsgrad

Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

 **Si30/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)**
D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)

 Si35/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)
D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)

 D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 10 m)
Spesiell vurdering (spennvidde 20 m)

Si30/6 = Enkelt lag med 6 armeringsjern, 30 cm tykkelse med sprøytebetong

D = Dobbel lag med armeringsjern

Ø16 = Armering diameter er 16 mm

c/c = RRS avstand, senter - senter

7 Type underjordsanlegg		ESR
A	Midlertidige gruveåpninger osv.	ca. 3-5
B	Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær / firkantet seksjon * Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier.	ca. 2,5 ca. 2,0
C	Permanente gruveåpninger, vanttunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilotstunneler, drivinger og innganger til store bergrom.	1,6
D	Mindre vei- og togstunneler, trykkammer, tilkomststunneler, kloakktunneler, osv.	1,3
E	Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og togstunneler, sivilforsvarkammer, portaler, krysninger, osv.	1,0
F	Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv.	0,8
G	Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, ≈ 100 år, eller uten tilgang for vedlikehold.	0,5

Skjema for bergmassekvalitet og bergsikring etter Q-systemet. Tabell for ESR-verdier (NGI, 2015).

Vedlegg F

Bergmassekvalitet og bergsikring etter RMR-systemet

Rock mass class	Excavation	Support		
		Rock bolts (20 mm diam., fully bonded)	Shotcrete	Steel sets
1. Very good rock RMR: 81-100	Full face: 3 m advance	Generally no support required except for occasional spot bolting		
2. Good rock RMR: 61-80	Full face: 1.0-1.5 m advance; Complete support 20 m from face	Locally bolts in crown, 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
3. Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench: 1.5-3 m advance in top heading; Commence support after each blast; Commence support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown, and 30 mm in sides	None
4. Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench: 1.0-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation - 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light ribs spaced 1.5 m where required
5. Very poor rock RMR < 21	Multiple drifts: 0.5-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation; shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert

Skjema for bergmassekvalitet og bergsikring etter RMR-systemet (Bieniawski, 1989).

